



Titre: Conception parasismique des contreventements concentriques en treillis à segments multiples combinés aux poteaux gravitaires
Title:

Auteur: Karl Auger
Author:

Date: 2017

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Auger, K. (2017). Conception parasismique des contreventements concentriques en treillis à segments multiples combinés aux poteaux gravitaires [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.
Citation: <https://publications.polymtl.ca/2703/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/2703/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Robert Tremblay
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

CONCEPTION PARASISMIQUE DES CONTREVENTEMENTS CONCENTRIQUES EN
TREILLIS À SEGMENTS MULTIPLES COMBINÉS AUX POTEAUX GRAVITAIRES

KARL AUGER

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)

AOÛT 2017

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

CONCEPTION PARASISMIQUE DES CONTREVENTEMENTS CONCENTRIQUES EN
TREILLIS À SEGMENTS MULTIPLES COMBINÉS AUX POTEAUX GRAVITAIRES

présenté par : AUGER Karl

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. GOULET James A., Ph. D., président

M. TREMBLAY Robert, Ph. D., membre et directeur de recherche

M. ROGERS Colin A., Ph. D., membre

REMERCIEMENTS

Je tiens premièrement à remercier mon directeur de recherche, M. Robert Tremblay, pour l'opportunité incroyable qu'il m'a offerte. Le projet de recherche proposé était passionnant et m'a permis d'enrichir mes connaissances dans le domaine parasismique des structures d'acier. Je me sens privilégié d'avoir eu l'opportunité d'accomplir ce projet et de vous côtoyer durant ses trois années. Merci encore.

Je tiens ensuite à remercier Yasamen Balazadeh et Ali Impanpour, deux étudiants au PhD de mon directeur de recherche. Merci pour toute la contribution que vous avez apportée à mon projet de maîtrise. Thank you.

Je tiens également à remercier Morteza Dehghani pour son aide apportée dans la compréhension et la modélisation du comportement de l'acier.

Je désire remercier mon ami et collègue d'étude de longue date Guillaume Toutant pour son aide, ses conseils et son soutien pendant toute la durée de mes études.

Il est impossible pour moi d'oublier mes collègues d'études de bureau Nicolas Charrette, Alexandre Lacombe, Marie-Ève Gagné, Dany Chaumont, Olivier Jolicoeur, Keven Pelletier et Luc-Alexandre Fauché. Merci à vous tous pour votre soutien, les conseils et surtout tous les moments inoubliables passés à vos côtés. L'ambiance du bureau va me manquer.

J'aimerais remercier l'équipe du GRS pour toute l'aide technique et les conseils apportés dans la réalisation de mes essais au laboratoire. Vous êtes une équipe incroyable et travailler avec vous a été un plaisir.

Je désire remercier Goodco Z-Tech, filiale de Groupe Canam, pour la coupe du spécimen de poteau qui a servi à mesurer les contraintes résiduelles.

Finalement, je tiens à remercier ma famille et ma conjointe pour tout leur support durant ses trois années.

RÉSUMÉ

Pour les structures de bâtiments en acier d'un seul étage de grande hauteur comme les entrepôts, centres sportifs ou hangars d'avion, il est courant d'utiliser une configuration de contreventement composée de plusieurs treillis superposés sur la hauteur de la structure, couramment appelée contreventement concentrique en treillis à segments multiples (CCSM). Ce système permet de minimiser les dimensions des membrures diagonales (longueur et section) comparativement à un seul treillis sur toute la hauteur de l'ouvrage. Des études ont montré que les déformations inélastiques dans les CCSM tendent à se concentrer dans un seul des segments (segment critique), ce qui a deux conséquences négatives : 1) déformations inélastiques importantes dans les diagonales qui peuvent causer leur rupture et 2) flexion importante des poteaux pouvant causer une instabilité. Ces deux effets peuvent conduire à la ruine de l'ouvrage. Pour éviter ces effets néfastes, on exige dans la norme CSA S16 de dimensionner les poteaux du contreventement pour les efforts déterminés en supposant que les déformations inélastiques se concentrent dans un seul des segments. Cette problématique mène à deux objectifs principaux dans le cadre de ce projet. Le premier objectif vise à étudier le comportement sismique des CCSM et le second objectif vise à reproduire numériquement le comportement de poteaux d'acier soumis à des sollicitations extrêmes.

Afin de réaliser le premier objectif de ce projet, une méthode de conception a été développée pour les CCSM en modifiant deux aspects de la norme actuelle : 1) la plastification de la diagonale tendue peut se propager dans plus d'un segment lorsque nécessaire et 2) lorsque des colonnes gravitaires sont reliées au CCSM par des lisses horizontales, on considère la contribution de ces colonnes à la reprise des efforts tranchants qui sont induits dans les colonnes du CCSM par la plastification progressive des diagonales du CCSM. Dans le premier cas, la méthode suppose que la plastification des diagonales tendues se propage au segment adjacent supérieur. La méthode résulte en une distribution plus uniforme des déplacements latéraux, ce qui réduit les efforts de flexion que doivent reprendre les poteaux du CCSM. Pour la seconde modification, on suppose que les efforts de flexion sont partagés selon le moment d'inertie respectif des deux types de colonnes impliquées.

Une étude paramétrique a été réalisée sur 320 structures différentes afin d'évaluer l'impact de la contribution des colonnes gravitaires sur le CCSM. Plusieurs paramètres ont été étudiés dont,

notamment, la hauteur de l'ouvrage, le nombre et la hauteur des segments, la zone sismique, la ductilité de l'ouvrage ainsi que les forces hors du plan du CCSM dans les poteaux du CCSM. Les résultats montrent que les poteaux gravitaires permettent aussi d'uniformiser les déplacements latéraux sur la hauteur de la structure et de réduire les efforts de flexion dans les poteaux. Dans certains cas, la méthode permet de réduire la section d'acier des colonnes du CCSM. Pour tous les bâtiments étudiés, les effets du vent gouvernent le choix des poteaux gravitaires et d'impliquer ces poteaux dans le comportement sismique des CCSM ne requiert pas une section d'acier plus massive.

L'étude a également montré que l'intensité des sollicitations sismiques (zone sismique) pouvait influencer considérablement la conception des CCSM. À Montréal, les diagonales tendues n'atteignent pas la plastification dans la majorité des bâtiments. Lorsqu'il y a plastification, elle se limite à un segment seulement. À Vancouver, la plastification des diagonales est plus prononcée et peut s'étendre à plusieurs segments. Pour ces structures, la méthode proposée est avantageuse par rapport à celle de la norme CSA S16 car elle permet de tirer avantage de la propagation de la plastification sur plusieurs segments.

Des analyses temporelles non linéaires (ATNL) ont été réalisées sur un sous-groupe de 14 bâtiments pour vérifier leur comportement sismique. Un modèle numérique des CCSM a été élaboré avec le logiciel *OpenSees*, en particulier, pour bien reproduire le flambement des diagonales et poteaux. Pour chaque CCSM, deux modèles étaient élaborés : sans et avec les colonnes gravitaires. Pour les deux sites étudiés, aucun flambement de poteau n'a été observé sous les ATNL. De plus, les paramètres étudiés à savoir le déplacement latéral au toit et dans le segment critique, le moment de flexion dans les colonnes du CCSM et dans les colonnes gravitaires, l'interaction dans le segment de poteau inférieur et la répartition du moment de flexion entre les deux types de colonnes correspondent bien aux prédictions de la méthode de conception proposée. Par contre, le nombre de segments avec diagonales plastifiées était souvent différent, en plus ou en moins, par rapport à ce qui était prévu lors de la conception. Dans le cas où un plus grand nombre de segments atteignent la plastification en traction dans les analyses, les efforts de flexion sont moindres que ceux prédits par calculs. La répartition des efforts de flexion entre les poteaux du CCSM et les colonnes gravitaires correspond généralement à celle prédite par la méthode de conception.

Pour les CCSM de 4 et 5 segments, on a observé une séquence de plastification des diagonales qui était différente de celle supposée dans la méthode de conception. Cette séquence est caractérisée par la plastification simultanée des diagonales sur plusieurs segments qui donne lieu à des efforts de flexion moindres dans les colonnes que le scénario considéré dans la méthode de conception proposée. Comme le scénario de la méthode de conception proposée est tout de même possible en raison de la variation inhérente de la limite élastique des diagonales d'un segment à un autre, la méthode proposée devrait tout de même être appliquée pour des structures comme celles étudiées dans ce projet.

On a également observé que les déformations inélastiques dans le segment critique débutaient plus rapidement et que les moments de flexion dans les colonnes du CCSM pouvaient être augmentés lorsque les colonnes gravitaires étaient incluses dans le modèle et que la limite élastique des diagonales était identique dans tous les segments. Par contre, pour ce cas, la méthode de conception proposée prédisait également des moments de flexion supérieurs à ceux du modèle dans les colonnes du CCSM et les effets négatifs des colonnes gravitaires sur les colonnes du CCSM étaient donc sans conséquence puisque considérés dans la conception.

La méthode de conception proposée dans ce mémoire représente une amélioration importante par rapport à l'approche actuelle de la norme CSA S16 car elle permet de représenter plus fidèlement le comportement des CCSM et d'obtenir des structures plus économiques. Afin de faciliter l'utilisation de la méthode de conception proposée lorsque des colonnes gravitaires sont attachées au CCSM, l'ingénieur pourrait dimensionner un CCSM avec les équations développées dans le chapitre 6 sans l'apport des colonnes gravitaires. Afin de vérifier les colonnes gravitaires sous l'effet des séismes, les efforts de flexion dans ces poteaux peuvent être posés égaux aux efforts de flexion dans les colonnes du CCSM multipliés par le rapport entre la rigidité en flexion des poteaux gravitaires et celle des poteaux du CCSM.

Dans le but de réaliser le second objectif de ce projet, une phase expérimentale a été mise sur pied afin de vérifier la capacité de prédire le flambement de colonnes par des simulations numériques avec les logiciels *Abaqus* et *OpenSees*. Quatre essais ont été réalisés sur des colonnes W250x101 de 4 m de hauteur avec le nouveau système de chargement à six degrés de liberté de Polytechnique Montréal. Différentes sollicitations ont été appliquées aux quatre spécimens. Pour chaque colonne,

on a mesuré au préalable la géométrie de la section et les défauts de rectitude. De plus, on a procédé à la caractérisation du matériau des poteaux et à la mesure des contraintes résiduelles.

Dans les deux premiers essais, un chargement axial monotone a été appliqué avec des conditions d'appuis encastrée-encastrée pour le premier essai et encastrée-articulée dans le second. Un flambement pur en flexion selon l'axe faible du poteau a été observé dans les deux cas. Les logiciels par éléments finis ont bien prédit la résistance du premier spécimen. Pour le second essai, on a réalisé que la condition d'appui au sommet s'approchait davantage d'une condition d'encastrement en raison du frottement présent dans le système de chargement. En ajoutant un élément ressort simulant cette condition dans la modélisation *OpenSees*, on a pu obtenir une meilleure prédiction de la résistance mesurée au flambement.

Dans les deux autres essais, le protocole appliqué aux spécimens simulait l'effet d'un séisme sur un poteau faisant partie d'un contreventement. Une charge axiale de compression a d'abord été appliquée qui a été maintenue constante durant tout l'essai. On a ensuite imposé un déplacement latéral au sommet de la colonne, suivi d'une série de rotations cycliques également appliquées au sommet de la colonne. Le déplacement et les rotations étaient appliqués pour induire de la flexion selon l'axe fort et l'axe faible, respectivement, pour les spécimens 3 et 4. Dans l'essai 3, le flambement s'est produit en flexion-torsion durant les cycles de rotation, combiné avec un flambement en flexion autour de l'axe fort. La rupture de la quatrième colonne est survenue en flexion autour de l'axe faible, également dans les cycles de rotation. Pour ces deux essais, on a pu prédire les modes de flambement observés avec le logiciel *Abaqus*. Le logiciel *OpenSees* n'a été employé que pour l'essai 4 car il ne peut reproduire le flambement en flexion-torsion. Dans tous les cas, la rupture s'est produite plus rapidement dans les analyses. Néanmoins, les résultats ont montré que les modèles numériques peuvent prédire de façon sécuritaire le flambement d'un poteau soumis à une sollicitation extrême.

ABSTRACT

In tall single-storey steel structures such as industrial buildings, sports facilities or airplane hangars, it is common practice to use a bracing configuration with multiple tiers stacked between the floor and ground levels of the structure. Such configuration is referred as multi-tier braced frame (MTBF). This system minimizes the brace dimensions including the length and cross-sectional area compared to the case where a single braced panel is used over the entire height of the structure. Results from previous studies showed that inelastic deformations in MTBFs tend to concentrate in only one tier (critical tier), which results in two major issues: 1) significant inelastic deformations in bracing members that may cause brace fracture; 2) large in-plane bending demands in the columns which may lead to column instability. To avoid such unfavourable limit states, the CSA S16 Canadian steel design standard requires that MTBF columns be designed for the seismic force effects assuming that inelastic deformations concentrated in only one tier.

The overarching objective of this study is the development of a design method for MTBFs when improving the current provisions through: 1) allowing brace tension yielding in more than one tier when necessary; and 2) engaging gravity columns to carry part of the seismic shear forces induced by non-uniform distribution of the lateral displacements. The first strategy assumes that brace tension yielding propagates to the adjacent upper tiers, which results in a more uniform distribution of lateral displacements and, in turn, reduces the in-plane bending demands induced in braced frame columns. In the second strategy, it is assumed that the seismic in-plane bending moment is shared between the braced frame and gravity columns in proportion of their respective moments of inertia.

In order to achieve the objective of this thesis, a parametric study was carried out on 320 structures to investigate the impact of the involvement of gravity columns on the seismic response of MTBFs. Several parameters were studied, including the frame height, number and height of the panels, seismic zone, ductility of the frame, and the out-of-plane transverse load applied at each brace-to-column intersecting point to reproduce the effect of initial geometric imperfection and brace out-of-plane buckling. The results of the parametric study revealed that the mobilizing the gravity columns help propagating tension yielding over the height of the structure and reducing the in-plane bending demand in braced frame columns. In some MTBFs, the method reduces the steel section of braced frame columns when gravity columns were involving. For the buildings studied,

the design of the gravity columns were governed by wind loads, which means that the selected column sections need not be increased to accommodate seismic load effects.

From design perspective, the study showed that the intensity of the seismic loads (seismic zone) could considerably influence the design of braced frame columns. For the frames designed in Montreal, tension braces do not reach yielding in the majority of the structures and, when yielding takes place, it is limited to only one tier along the frame height. Opposed to the Montreal structures, brace tension yielding is more pronounced and can extend to several tiers for MTBFs designed in Vancouver. For such structures, the proposed design method results in an improved response, since the propagation of brace tension yielding can distribute frame inelastic deformations in several tiers and reduce the ductility demand induced in the tier where brace tension yielding first develops.

Nonlinear Response History (NLRH) analyses were performed on a group of 14 buildings to verify their seismic behaviour. A numerical model of the MTBFs was developed with the *OpenSees* program, in particular, to reproduce braces and columns buckling. For each MTBF, two models were developed: without and with gravity columns. For the two seismic locations studied, no braced frame column buckling was observed under NLRHs. Furthermore, the investigated parameters (lateral displacement at the roof and in the critical tier, in-plane bending demand in the braced frame and gravity columns, combined effect of axial compression and in-plane bending in the braced frame columns of the first tier, and in-plane bending moment distribution in the different columns) from the analyses agree well with the predictions from the proposed design method. However, the number of yielding tiers was often different compared to the design prediction. When more yielding tiers were observed in the analyses, the in-plane bending moments are less than those predicted by calculation. The distribution of the in-plane bending demand between braced frame and gravity columns is generally consistent with that predicted by the design method.

For taller frames with 4 and 5 tiers, the sequence of brace tension yielding also differed from that predicted in design. The reason is that brace tension yielding developed simultaneously in more than one tier, which led to lower in-plane bending demands in the braced frame columns when compared to the scenario considered in design. However, in view of the fact that the scenario considered in the design method may occur as a result of unavoidable variations in brace yield strengths between tiers, it is recommended that the proposed method should still be applied for structures such as those studied in this project.

It was also observed that the inelastic deformation in the critical tier initiated more quickly and the in-plane bending demands in the braced frame columns could be increased when the gravity were included in the analysis model and the braces yield stress was identical in all tiers. In these cases, however, the proposed design method predicts larger in-plane bending moments in the braced frame columns, and the negative effect of the gravity columns on the braced frame columns were therefore inconsequential because they were accounted for in design.

The design method proposed in this thesis significantly improved the current approach implicit in the CSA S16 standard as it represents better the actual response of MTBFs and also leads to more economical design. To ease the implementation of the proposed design method when gravity columns are involved, designers can use the equations developed in Chapter 6 without involving the gravity columns. In order to verify the gravity columns under earthquake loads, the in-plane bending moments in such columns could then be obtained by multiplying the in-plane bending moments in the braced frame columns by the ratio of the moment of inertia of the gravity columns to that of the braced frame columns.

To achieve the second objective of this thesis, an experimental study was performed to verify the capability of the available numerical models developed by the *Abaqus* and *OpenSees* programs to predict the column buckling response. Four full-scale tests were carried out on a 4 m height W250x101 columns using the Multi-Directional Hybrid Testing System (MDHTS) of Polytechnique Montréal. Various loading protocols were applied to the specimens. For each column, the material properties, initial out-of-straightness, and residual stress amplitude and pattern were measured.

In the first two tests, monotonic axial compression loading was applied on the columns having fixed-fixed and fixed-pinned end conditions, respectively, for the first and the second specimens. For both column specimens, flexural buckling about weak axis was observed. The buckling response was well predicted by the finite element programs (*Abaqus* and *OpenSees*). For the second test, it was realized that the top end condition was closer to a fixed end condition due to friction in the MDHTS and an improved prediction of the buckling resistance was obtained with the *OpenSees* modelling by adding a spring element simulating this condition.

Seismic loading protocols were applied to specimens 3 and 4. An axial compression load was first applied which was kept constant throughout the test. A lateral displacement was then imposed at

the top end of the column, followed by a rotational cyclic protocol applied at the same location. The displacement and rotations were applied to produce bending moments along the strong and weak axes, respectively, for specimens 3 and 4. For specimen 3, flexural-torsional buckling occurred under the cyclic rotation, combined with flexural buckling about strong axis. The failure of the fourth column occurred in flexure about weak axis during the rotational cyclic protocol. For these last two tests, the buckling modes observed in the tests were predicted using the *Abaqus* program. The *OpenSees* program was only used to simulate specimen 4 because it cannot reproduce flexural-torsion buckling observed in third specimen. Nevertheless, the results showed that numerical models can predict the buckling response of a column subjected to extreme loads.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	III
RÉSUMÉ.....	IV
ABSTRACT	VIII
TABLE DES MATIÈRES	XII
LISTE DES TABLEAUX.....	XX
LISTE DES FIGURES.....	XXX
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XLV
LISTE DES ANNEXES.....	LV
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Problématique associée aux contreventements concentriques en treillis à segments multiples	1
1.2 Objectifs et portée du projet	4
1.3 Méthodologie	5
1.4 Organisation du mémoire	6
CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE.....	7
2.1 Propriétés mécaniques et modélisation de l'acier	7
2.1.1 Comportement monotone de l'acier	7
2.1.2 Comportement cyclique de l'acier	8
2.1.3 Modélisation du comportement de l'acier.....	11
2.1.3.1 OpenSees – Steel02	11
2.1.3.2 OpenSees – Steel4.....	12
2.1.3.3 Abaqus.....	15
2.2 Conception parasismique des contreventements concentriques en acier	16

2.2.1	Calcul basé sur la capacité	17
2.2.2	Dimensionnement des diagonales	19
2.2.2.1	Résistance à la compression	20
2.2.2.2	Élancement de la diagonale	21
2.2.2.3	Ratios largeur-épaisseur des parois	21
2.2.3	Dimensionnement des poteaux	22
2.2.3.1	Élancement des parois	23
2.2.3.2	Résistance à la compression	24
2.2.3.3	Résistance à la flexion	25
2.2.3.4	Interaction compression-flexion	27
2.3	Conception parasismique des CCSM	29
2.3.1	Règles de conception des CCSM de la norme CSA S16	29
2.3.2	Conception des poteaux des CCSM	29
2.3.3	Conception des bielles des CCSM	34
2.3.3.1	Retenue latérale	35
2.3.3.2	Retenue en torsion	36
2.3.4	Étude du comportement des CCSM	37
2.3.5	Rôle des colonnes gravitaires sur le comportement sismique des CCSM	38
2.4	Études expérimentales sur des poteaux	40
CHAPITRE 3	ÉTUDE EXPÉRIMENTALE	42
3.1	Programme expérimental	42
3.2	Description des colonnes d'acier	44
3.2.1	Conception des spécimens	44
3.2.2	Instrumentations	45

3.2.2.1	Jauges d'acier	46
3.2.2.2	Potentiomètres à corde	47
3.2.3	Prise de données	48
3.2.3.1	Géométrie des spécimens	48
3.2.3.2	Défauts de rectitude	50
3.2.4	Assemblage des spécimens dans le système de chargement	56
3.3	Système de chargement à six degrés de liberté	57
3.3.1	Présentation du montage	58
3.3.2	Types d'essais	60
3.3.3	Contrôleurs et systèmes d'acquisition des données	60
3.3.4	Conditions d'appuis	61
3.3.5	Instrumentations	63
3.3.6	Frottement dans le système de chargement	65
3.4	Protocoles de chargement	66
3.4.1	Essai 1 : Quasi statique E-E	66
3.4.2	Essai 2 : Quasi statique E-A	68
3.4.3	Essai 3 : Rotation cyclique selon l'axe fort	69
3.4.4	Essai 4 : Rotation cyclique selon l'axe faible	71
3.5	Propriétés mécaniques de l'acier	73
3.5.1	Protocole appliqué sur des éprouvettes de traction	73
3.5.2	Courbes caractéristiques de l'acier	75
3.5.2.1	Âme des colonnes	76
3.5.2.2	Semelles des colonnes	80
3.5.2.3	Courbe contrainte-déformation de l'acier pour une modélisation sous Abaqus	84

3.5.3	Mesure des contraintes résiduelles	85
3.5.3.1	Méthodologie	86
3.5.3.2	Profils obtenus	92
3.5.3.3	Étude de l'effet des contraintes résiduelles sur la résistance d'un poteau	96
CHAPITRE 4	MODÉLISATIONS PAR ÉLÉMENTS FINIS	99
4.1	Modèles réalisés à l'aide d'OpenSees	99
4.1.1	Calibration du matériau Steel02	99
4.1.1.1	Paramètres du matériau pour un chargement monotone	100
4.1.1.2	Paramètres du matériau pour un chargement cyclique.....	101
4.1.1.3	Méthodologie pour obtenir la courbe hystérésis de l'acier structural	103
4.1.1.4	Comportement sous différentes sollicitations	108
4.1.1.5	Calibration sous de grandes déformations	112
4.1.2	Calibration du matériau Steel4.....	114
4.1.2.1	Sollicitation monotone	114
4.1.2.2	Sollicitation cyclique.....	115
4.1.3	Modélisation d'une colonne d'acier	117
4.1.4	Conditions d'appuis des extrémités.....	119
4.2	Modèles élaborés à l'aide d'Abaqus	120
4.2.1	Calibration du matériau	120
4.2.1.1	Chargement monotone	120
4.2.1.2	Chargement cyclique.....	120
4.2.2	Modélisation d'une colonne d'acier.....	121
CHAPITRE 5	ANALYSE DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX	124
5.1	Résultats de l'essai 1	124

5.1.1	Effet combiné de l'effort axial et du moment de flexion	130
5.1.2	Détermination du déplacement relatif de la colonne.....	132
5.1.3	Correction pour le frottement du système de chargement.....	133
5.2	Résultats de l'essai 2	135
5.2.1	Modification de la condition d'appui au sommet de la colonne	139
5.3	Résultats de l'essai 3	141
5.3.1	Effet combiné de l'effort axial et du moment de flexion	150
5.3.2	Effet du frottement	152
5.4	Résultats de l'essai 4	153
5.4.1	Effet combiné de l'effort axial et du moment de flexion	161
5.4.2	Effet du frottement	162
5.5	Coefficient de longueur effective expérimental	163
5.5.1	Étude du comportement d'une colonne retenue à l'aide de ressorts	166
5.6	Étude des différentes rigidités du spécimen.....	167
5.7	Discussion	172
CHAPITRE 6 CONCEPTION DES CONTREVENTEMENTS CONCENTRIQUES À SEGMENTS MULTIPLES COMBINÉS AUX POTEAUX GRAVITAIRES AVEC LA MÉTHODE DES FORCES.....		175
6.1	Bâtiment à l'étude	175
6.2	Détermination de la force sismique équivalente	177
6.3	Exemple de conception basé sur la norme CSA S16-14.....	182
6.3.1	Dimensionnement des diagonales	184
6.3.2	Dimensionnement des poteaux.....	185
6.3.2.1	Dimensionnement des poteaux du CCSM	186
6.3.2.2	Dimensionnement des poteaux gravitaires.....	194

6.3.3	Dimensionnement des bielles.....	199
6.3.4	Analyse du CC3S par déplacement contrôlé effectué avec le logiciel SAP2000	201
6.4	Nouvelle méthode de conception	204
6.4.1	Développement des équations lorsque le premier segment est critique.....	207
6.4.2	Développement des équations lorsque le second segment est critique	216
6.4.3	Conception des bielles et des lisses horizontales	222
6.4.4	Exemple de conception basé sur la nouvelle méthode.....	224
6.4.4.1	Conception sans le partage des efforts avec les colonnes gravitaires	225
6.4.4.2	Conception avec le partage des efforts avec les colonnes gravitaires.....	233
6.4.4.3	Déplacement contrôlé effectué sous SAP2000	244
CHAPITRE 7 CONCEPTION DES CONTREVENTEMENTS CONCENTRIQUES À SEGMENTS MULTIPLES COMBINÉS AUX POTEAUX GRAVITAIRES AVEC LA MÉTHODE DE RIGIDITÉ.....		247
7.1	Définition des matrices locales	247
7.2	Assemblage de la matrice globale.....	249
7.3	Méthodologie de la méthode de rigidité appliquée à la conception des CCSM	251
7.4	Suite et fin de l'exemple du chapitre 6.....	256
7.5	Étude paramétrique	258
7.6	Comparaison entre la méthode des forces et la méthode de rigidité.....	276
7.7	Discussion	279
CHAPITRE 8 ANALYSES TEMPORELLES NON LINÉAIRES		282
8.1	Sélection des bâtiments	282
8.2	Sélection des séismes	287
8.2.1	Bâtiments localisés à Montréal	287
8.2.2	Bâtiments localisés à Vancouver.....	289

8.3	Élaboration des modèles numériques	294
8.3.1	Modélisation et conception des assemblages poteau-bielle-diagonales.....	297
8.3.2	Étude comparative de modèles d'assemblage poteau-bielle-diagonales.....	302
8.3.3	Modélisation de l'amortissement	308
8.4	Détermination des efforts et des déplacements maximums	309
8.4.1	Nombre de segments avec diagonales plastifiées en traction	310
8.4.2	Déplacements latéraux	310
8.4.3	Moments de flexion (axe faible)	311
8.5	Analyse des résultats	311
8.5.1	Convergence des analyses et stabilité des poteaux	313
8.5.2	Bâtiments localisés à Montréal	322
8.5.3	Bâtiments localisés à Vancouver.....	331
8.5.4	Déplacement latéral maximum au toit des CCSM.....	339
8.6	Étude de la propagation de la plastification	340
8.7	Étude de l'impact des colonnes gravitaires	347
8.8	Discussion	350
CHAPITRE 9	CONCLUSIONS.....	354
9.1	Résultats de l'étude expérimentale.....	355
9.1.1	Mesures et caractérisations.....	355
9.1.2	Modèles numériques OpenSees et Abaqus	356
9.1.3	Résultats de l'essai 1 : Quasi statique E-E	358
9.1.4	Résultats de l'essai 2 : Quasi statique E-A.....	359
9.1.5	Essais 3 et 4 : Quasi statique à chargement cyclique	359
9.2	Conception parasismique des contreventements concentriques en treillis à segments multiples combinés aux poteaux gravitaires	361

9.3	Analyses temporelles non linéaires	364
9.4	Recommandations pour études futures	367
BIBLIOGRAPHIE		369
ANNEXES.....		372

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1: Définition des paramètres de Steel4.	14
Tableau 2-2: Combinaisons d'efforts utilisées dans le dimensionnement des poteaux.....	23
Tableau 2-3: Limites applicables sur la classification des sections des pièces soumises à des efforts de compression et de flexion combinés.....	24
Tableau 2-4: Calculs de C_r et M_r selon les clauses de l'article 13.8.	28
Tableau 2-5: Propriétés des spécimens d'essais de Newell et Uang (2008).	41
Tableau 3-1: Positionnement des jauges sur la hauteur de la colonne.	47
Tableau 3-2: Emplacement des potentiomètres à corde à partir de la plaque d'extrémité du bas.	48
Tableau 3-3 : Dimensions des spécimens d'acier.	49
Tableau 3-4: Emplacement des visées effectuées avec une station totale.....	51
Tableau 3-5: Caractéristiques du système à six degrés de liberté. (Source : Martin Leclerc, Ing. M.sc.a).....	59
Tableau 3-6: Taux de chargement pour les différentes phases de l'essai 3.	71
Tableau 3-7: Taux de chargement pour les différentes phases de l'essai 4.	73
Tableau 3-8: Dimensions des éprouvettes de traction.....	75
Tableau 3-9: Mesures des essais de traction.	76
Tableau 3-10: Limite élastique des éprouvettes de traction de l'âme.	79
Tableau 3-11: Courbe contrainte-déformation des éprouvettes de l'âme.....	80
Tableau 3-12: Limite élastique des éprouvettes de traction des semelles.....	83
Tableau 3-13: Courbe contrainte-déformation des éprouvettes des semelles.	83
Tableau 3-14: Courbe contrainte-déformation pour une modélisation effectuée à l'aide d'Abaqus.	85
Tableau 3-15: Valeur des paramètres du patron simplifié.	96
Tableau 4-1 : Paramètres requis pour un chargement monotone sous Steel02.	101

Tableau 4-2 : Paramètres de l'écrouissage isotrope des plages de déformations pour Steel02. ..	105
Tableau 4-3 : Bornes inférieures et supérieures des paramètres a_1 , a_2 , a_3 et a_4	106
Tableau 4-4 : Itérations des paramètres pour la calibration.	107
Tableau 4-5: Paramètres résultant de la calibration pour de grandes déformations.....	113
Tableau 4-6: Paramètres de la calibration pour un chargement monotone avec le matériau Steel4.	114
Tableau 4-7: Paramètres calibrés du matériau Steel4.	115
Tableau 4-8: Degrés de liberté du nœud de contrôle au sommet pour l'essai 3.	119
Tableau 5-1: Rigidités des spécimens de colonne testée comparées à celles du modèle Abaqus et celles théoriques (sans et avec l'effet des non-linéarités géométriques).....	171
Tableau 6-1: Propriétés des diagonales choisies pour le CC3S.	185
Tableau 6-2: Déplacements élastiques et inélastiques du CC3S sous les charges latérales.....	187
Tableau 6-3: Résistances des poteaux W690x265 du CC3S.....	188
Tableau 6-4: Paramètres utilisés dans le calcul de la résistance à la flexion selon l'axe fort des poteaux W690x265.	189
Tableau 6-5: Facteurs d'amplifications des efforts de flexion pour les différents critères de stabilité pour les poteaux du CCSM.	193
Tableau 6-6: Vérification des états limites ultimes des poteaux W690x265.	194
Tableau 6-7: Résistances des poteaux gravitaires W310x86 du CC3S.....	195
Tableau 6-8: Vérification des états limites ultimes des poteaux W310x86.	196
Tableau 6-9: Facteurs d'amplifications des efforts de flexion pour les différents critères de stabilité pour les colonnes gravitaires.	197
Tableau 6-10: Résistances des poteaux W360x134 du CC3S.....	199
Tableau 6-11: Étude de la stabilité du poteau W360x134 pour différentes combinaisons.	199
Tableau 6-12: Paramètres de la retenue latérale des bielles du CC3S.	200

Tableau 6-13: Paramètres de la retenue en torsion des bielles du CC3S.	201
Tableau 6-14: Comparaison des efforts entre la conception et le logiciel SAP2000.	203
Tableau 6-15: Moments et efforts tranchants dans les colonnes du CCSM lorsque le premier segment est critique.	214
Tableau 6-16: Formules développées lorsque le second segment est critique.	221
Tableau 6-17: Déformations latérales des segments dans le CC3S lorsque la plastification de la diagonale tendue est initiée dans un deuxième segment (segment 3) pour une conception sans le partage des efforts avec les colonnes gravitaires.	229
Tableau 6-18: Facteurs d'amplifications des efforts de flexion pour la combinaison 1,0D + 1,0E + 0,25S pour les poteaux W690x265 du CC3S pour une conception sans le partage des efforts avec les colonnes gravitaires.	232
Tableau 6-19: Vérification des états limites ultimes des poteaux du CCSM W690x265 et des poteaux gravitaires W310x86 pour une conception sans le partage des efforts avec les colonnes gravitaires.	232
Tableau 6-20: Comparaison des efforts entre la conception et le logiciel SAP2000.	233
Tableau 6-21: Déformations latérales des segments dans le CC3S lorsque la plastification de la diagonale tendue est initiée dans un deuxième segment (segment 3) pour une conception avec le partage des efforts avec les colonnes gravitaires.	236
Tableau 6-22: Déformations latérales des segments dans le CC3S lorsque la plastification de la diagonale tendue est initiée dans un troisième segment (segment 1).	239
Tableau 6-23: Efforts pondérés dans les deux types de colonnes et déplacements latéraux du CC3S pour différents déplacements au toit.	240
Tableau 6-24: Facteurs d'amplifications des efforts de flexion pour la combinaison 1,0D + 1,0E + 0,25S pour les colonnes W690x265 du CC3S pour une conception avec le partage des efforts avec les colonnes gravitaires.	242
Tableau 6-25: Vérification des états limites ultimes des poteaux W690x265 pour une conception avec le partage des efforts avec les colonnes gravitaires.	242

Tableau 6-26: Vérification de la stabilité des poteaux W310x86 pour la combinaison 1,0D + 1,0E + 0,25S pour une conception avec le partage des efforts avec les colonnes gravitaires.	243
Tableau 6-27: Comparaison des efforts entre la conception et le logiciel SAP2000 au déplacement initiant la plastification dans une seconde diagonale tendue.....	245
Tableau 6-28: Comparaison des déplacements et des efforts entre la conception et le logiciel SAP2000 lorsqu'il y a partage des efforts, au déplacement anticipé maximum.	246
Tableau 7-1: Vérification des poteaux W690x265 avec la méthode de rigidité pour la combinaison 1,0D + 1,0E + 0,25S.....	258
Tableau 7-2: Facteurs d'amplifications des efforts de flexion avec la méthode de rigidité pour la combinaison 1,0D + 1,0E + 0,25S des poteaux W690x265.....	258
Tableau 7-3: Nombre de diagonales tendues plastifiées et position du segment critique dans les CCSM.....	262
Tableau 7-4: Cisaillement repris par les diagonales du segment critique lors de la conception des CCSM.....	265
Tableau 7-5: Poids des conceptions en kg/m.	265
Tableau 7-6: Différence relative du poids des structures entre une conception sans et avec les colonnes gravitaires (%).	267
Tableau 7-7: Effet de la séismicité sur le poids des ouvrages (kg/m) : a) passage d'un CCSM de type LD à un CCSM de type MD ; b) passage d'un sol de type C à un sol de type E.	268
Tableau 7-8: Répartition du moment total transféré aux colonnes du CCSM (CC) et aux colonnes gravitaires (CG) lorsque la force hors plan de $2\%C_f$ est considérée.....	269
Tableau 7-9: Différence relative (%) du moment total transféré aux colonnes du CCSM (CC) et aux colonnes gravitaires (CG) lorsque la force hors plan de $2\%C_f$ est considérée.....	270
Tableau 7-10: Variation de la sollicitation maximale dans le plan du CCSM dans les poteaux ($\%M_{fy}/M_{py}$) lorsque la force hors plan de $2\%C_f$ est considérée.....	271
Tableau 7-11: Différence relative de la sollicitation maximale des poteaux ($\%M_{fy}/M_{py}$) du CCSM entre une conception SP et une conception AP.....	272

Tableau 7-12: Différence relative de la sollicitation ($\%M_{fy}/M_{py}$) entre une conception sans et avec la force hors plan de $2\%C_f$	273
Tableau 7-13: Variation de la sollicitation ($\%M_{fy}/M_{py}$) et le pourcentage du moment total transféré aux colonnes gravitaires lorsque la force hors plan de $2\%C_f$ est considérée.	273
Tableau 7-14: Facteur de concentration des déplacements latéraux dans les segments (FCD) lorsque la charge hors plan de 2% est considérée.	275
Tableau 7-15: Différence de poids (kg/m) entre une colonne gravitaire non reliée et reliée par des lisses.	276
Tableau 7-16: Différence du nombre de diagonales tendues plastifiées entre une conception avec la méthode de rigidité et la méthode des forces.	277
Tableau 7-17: Différence du poids des conceptions en kg/m entre une conception avec la méthode de rigidité et la méthode des forces.	278
Tableau 7-18: Variation de la sollicitation maximale dans le plan du CCSM dans les poteaux ($\%M_{fy}/M_{py}$) à Vancouver lorsque la force hors plan de $2\%C_f$ est considérée.	279
Tableau 8-1: Sélection des bâtiments pour les analyses temporelles non linéaires.	283
Tableau 8-2: Sections d'acier des éléments structuraux pour le groupe de bâtiments 1 comportant 2 segments.	284
Tableau 8-3: Sections d'acier des éléments structuraux pour le groupe de bâtiments 1 comportant 3 segments.	284
Tableau 8-4: Sections d'acier des éléments structuraux pour le groupe de bâtiments 2.	284
Tableau 8-5: Sections d'acier des éléments structuraux pour le groupe de bâtiments 3.	285
Tableau 8-6: Sections d'acier des éléments structuraux pour le groupe de bâtiments 4.	286
Tableau 8-7: Sections d'acier des éléments structuraux pour le groupe de bâtiments 5.	286
Tableau 8-8: Sections d'acier des éléments structuraux pour le groupe de bâtiments 6.	287
Tableau 8-9: Caractéristiques des accélérogrammes artificiels utilisés pour Montréal (sol E). ..	289
Tableau 8-10: Caractéristiques des accélérogrammes utilisés pour Vancouver (sol C).	291

Tableau 8-11: Caractéristiques des accélérogrammes utilisés pour Vancouver (sol E).	293
Tableau 8-12: Résumé des résultats moyens pour les CCSM localisés à Montréal.	313
Tableau 8-13: Résumé des résultats moyens pour les CCSM localisés à Vancouver.....	313
Tableau 8-14: Séismes sous lesquels les imperfections ont été augmentées dans les diagonales des structures CC2S, CC3S et CC5S de Montréal.	314
Tableau 8-15: Séismes sous lesquels les imperfections ont été augmentées dans les diagonales des structures CC3S et CC4S de Vancouver.	315
Tableau 8-16: Séismes sous lesquels les imperfections ont été augmentées dans les diagonales des structures CC4S de Vancouver.	316
Tableau 8-17: Nombre de segments dans lesquels les diagonales ont atteint la plastification en tension pour les bâtiments de Montréal.....	324
Tableau 8-18: Nombre de segments dans lesquels les diagonales ont atteint la plastification en tension pour les bâtiments de Vancouver.....	332
Tableau B-1: Résultats obtenus des mesures réalisées avec un DEMEC 150 mm.	374
Tableau B-2: Résultats obtenus des mesures réalisées avec un DEMEC 250 mm.	376
Tableau C-1: Sections d'acier des diagonales, poteaux et bielles des structures étudiées.	379
Tableau C-2: Comparaison des efforts pondérés pour un CC2S dont le segment inférieur est critique lorsque la plastification est initiée dans une deuxième diagonale.....	379
Tableau C-3: Comparaison des efforts pondérés pour un CC2S dont le second segment est critique lorsque la plastification est initiée dans une deuxième diagonale.....	380
Tableau C-4: Comparaison des efforts pondérés pour un CC3S dont le segment inférieur est critique lorsque la plastification est initiée dans une deuxième diagonale.....	381
Tableau C-5: Comparaison des efforts pondérés pour un CC3S dont le segment inférieur est critique lorsque la plastification est initiée dans une troisième diagonale.	381

Tableau C-6: Comparaison des efforts pondérés pour un CC3S dont le second segment est critique lorsque la plastification est initiée dans une deuxième diagonale.....	382
Tableau C-7: Comparaison des efforts pondérés pour un CC3S dont le second segment est critique lorsque la plastification est initiée dans une troisième diagonale.	382
Tableau C-8: Comparaison des efforts pondérés pour un CC4S dont le segment inférieur est critique lorsque la plastification est initiée dans une deuxième diagonale.....	383
Tableau C-9: Comparaison des efforts pondérés pour un CC4S dont le segment inférieur est critique lorsque la plastification est initiée dans une troisième diagonale.	383
Tableau C-10: Comparaison des efforts pondérés pour un CC4S dont le segment inférieur est critique lorsque la plastification est initiée dans une quatrième diagonale.	383
Tableau C-11: Comparaison des efforts pondérés pour un CC4S dont le second segment est critique lorsque la plastification est initiée dans une deuxième diagonale.....	384
Tableau C-12: Comparaison des efforts pondérés pour un CC4S dont le second segment est critique lorsque la plastification est initiée dans une troisième diagonale.	384
Tableau C-13: Comparaison des efforts pondérés pour un CC4S dont le second segment est critique lorsque la plastification est initiée dans une quatrième diagonale.	385
Tableau C-14: Comparaison des efforts pondérés pour un CC5S dont le segment inférieur est critique lorsque la plastification est initiée dans une deuxième diagonale.	386
Tableau C-15: Comparaison des efforts pondérés pour un CC5S dont le segment inférieur est critique lorsque la plastification est initiée dans une troisième diagonale.	386
Tableau C-16: Comparaison des efforts pondérés pour un CC5S dont le segment inférieur est critique lorsque la plastification est initiée dans une quatrième diagonale.	386
Tableau C-17: Comparaison des efforts pondérés pour un CC5S dont le segment inférieur est critique lorsque la plastification est initiée dans une cinquième diagonale.	387
Tableau C-18: Comparaison des efforts pondérés pour un CC5S dont le second segment est critique lorsque la plastification est initiée dans une deuxième diagonale.....	387

Tableau C-19: Comparaison des efforts pondérés pour un CC5S dont le second segment est critique lorsque la plastification est initiée dans une troisième diagonale.	388
Tableau C-20: Comparaison des efforts pondérés pour un CC5S dont le second segment est critique lorsque la plastification est initiée dans une quatrième diagonale.	388
Tableau C-21: Comparaison des efforts pondérés pour un CC5S dont le second segment est critique lorsque la plastification est initiée dans une cinquième diagonale.....	388
Tableau D-1: Sections d'acier pour un bâtiment de 9 mètres à Montréal comportant 2 segments avec un ratio h_1/h de 0,5.	390
Tableau D-2: Sections d'acier pour un bâtiment de 9 mètres à Montréal comportant 2 segments avec un ratio h_1/h de 0,67.	391
Tableau D-3: Sections d'acier pour un bâtiment de 9 mètres à Montréal comportant 3 segments avec un ratio h_1/h de 0,33.	391
Tableau D-4: Sections d'acier pour un bâtiment de 16 mètres à Montréal comportant 3 segments avec un ratio h_1/h de 0,5.	392
Tableau D-5: Sections d'acier pour un bâtiment de 16 mètres à Montréal comportant 4 segments avec un ratio h_1/h de 0,25.	392
Tableau D-6: Sections d'acier pour un bâtiment de 16 mètres à Montréal comportant 4 segments avec un ratio h_1/h de 0,4.	393
Tableau D-7: Sections d'acier pour un bâtiment de 16 mètres à Montréal comportant 5 segments avec un ratio h_1/h de 0,2.	393
Tableau D-8: Sections d'acier pour un bâtiment de 24 mètres à Montréal comportant 4 segments avec un ratio h_1/h de 0,4.	394
Tableau D-9: Sections d'acier pour un bâtiment de 24 mètres à Montréal comportant 5 segments avec un ratio h_1/h de 0,2.	394
Tableau D-10: Sections d'acier pour un bâtiment de 24 mètres à Montréal comportant 5 segments avec un ratio h_1/h de 0,4.	395

Tableau D-11: Sections d'acier pour un bâtiment de 9 mètres à Vancouver comportant 2 segments avec un ratio h_1/h de 0,5.	395
Tableau D-12: Sections d'acier pour un bâtiment de 9 mètres à Vancouver comportant 2 segments avec un ratio h_1/h de 0,67.	396
Tableau D-13: Sections d'acier pour un bâtiment de 9 mètres à Vancouver comportant 3 segments avec un ratio h_1/h de 0,33.	396
Tableau D-14: Sections d'acier pour un bâtiment de 16 mètres à Vancouver comportant 3 segments avec un ratio h_1/h de 0,5.	397
Tableau D-15: Sections d'acier pour un bâtiment de 16 mètres à Vancouver comportant 4 segments avec un ratio h_1/h de 0,25.	397
Tableau D-16: Sections d'acier pour un bâtiment de 16 mètres à Vancouver comportant 4 segments avec un ratio h_1/h de 0,4.	398
Tableau D-17: Sections d'acier pour un bâtiment de 16 mètres à Vancouver comportant 5 segments avec un ratio h_1/h de 0,2.	398
Tableau D-18: Sections d'acier pour un bâtiment de 24 mètres à Vancouver comportant 4 segments avec un ratio h_1/h de 0,4.	399
Tableau D-19: Sections d'acier pour un bâtiment de 24 mètres à Vancouver comportant 5 segments avec un ratio h_1/h de 0,2.	399
Tableau D-20: Sections d'acier pour un bâtiment de 24 mètres à Vancouver comportant 5 segments avec un ratio h_1/h de 0,4.	400
Tableau F-1: Statistiques du groupe de bâtiments 1 à deux segments pour un type LD.	405
Tableau F-2: Statistiques du groupe de bâtiments 1 à deux segments pour un type MD.	406
Tableau F-3: Statistiques du groupe de bâtiments 2 à trois segments pour un type LD.	406
Tableau F-4: Statistiques du groupe de bâtiments 2 à trois segments pour un type MD.	407
Tableau F-5: Statistiques du groupe de bâtiments 5 à cinq segments pour un type LD.	408
Tableau F-6: Statistiques du groupe de bâtiments 5 à cinq segments pour un type MD.	409

Tableau F-7: Statistiques du groupe de bâtiments 2 à cinq segments pour un type LD.	410
Tableau F-8: Statistiques du groupe de bâtiments 2 à cinq segments pour un type MD.	411
Tableau F-9: Statistiques du groupe de bâtiments 3 à cinq segments pour un type LD.	412
Tableau F-10: Statistiques du groupe de bâtiments 3 à cinq segments pour un type MD.	413
Tableau F-11: Statistiques du groupe de bâtiments 4 à cinq segments pour un type LD.	414
Tableau F-12: Statistiques du groupe de bâtiments 4 à cinq segments pour un type MD.	415
Tableau F-13: Statistiques du groupe de bâtiments 6 à cinq segments pour un type LD.	416
Tableau F-14: Statistiques du groupe de bâtiments 6 à cinq segments pour un type MD.	417

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1: Contreventements en treillis à segments multiples : a) utilisation de deux segments ; b) utilisation de trois segments. (Imanpour & Tremblay, 2012)	1
Figure 1-2: CC3S avec colonnes gravitaires : a) non reliées par des lisses ; b) reliées par des lisses.	2
Figure 1-3: CC3S avec colonnes gravitaires sous une charge latérale : a) non reliées par des lisses ; b) reliées par des lisses.	3
Figure 2-1: Courbe contrainte-déformation typique de l'acier structural.	8
Figure 2-2: Comportement cyclique de l'acier structural : a) écrouissage isotrope ; b) écrouissage cinématique.	9
Figure 2-3: Schématisation de la courbe contrainte-déformation de l'acier structure sous une sollicitation cyclique. (Dehghani, 2016)	10
Figure 2-4: Courbe contrainte-déformation obtenue du modèle Steel02 pour un chargement monotone.	11
Figure 2-5: Courbe contrainte-déformation obtenue du modèle Steel02 pour un chargement cyclique.	12
Figure 2-6: Historique de mémoire. © 1999,2000 The Regents of the University of California. All Rights Reserved.....	13
Figure 2-7: Schématisation des paramètres du matériau Steel4 : a) écrouissage cinématique ; b) écrouissage isotrope. © 1999,2000 The Regents of the University of California. All Rights Reserved. ¹	14
Figure 2-8: Modélisation de l'écrouissage cinématique dans le logiciel Abaqus.	15
Figure 2-9: Modélisation de l'écrouissage isotrope dans le logiciel Abaqus.	16
Figure 2-10: Hystérésis d'une diagonale soumise à une sollicitation cyclique. (Tremblay, 2002)	18
Figure 2-11: Règles de conception des CCSM.	30
Figure 2-12: Scénarios à considérer pour la conception des poteaux du CCSM pour un CC3S. ...	31

Figure 2-13: Combinaison des efforts lorsque le premier segment est critique : a) à l'initiation de la plastification de la diagonale tendue ; b) au déplacement anticipé.	33
Figure 2-14: Combinaison d'efforts utilisée dans le dimensionnement des bielles.	34
Figure 2-15: CC2S : a) déplacement latéral et efforts de flexion selon l'axe faible des poteaux du CCSM au droit des segments ; b) forces axiales dans les diagonales. (Imanpour & Tremblay, 2012).	38
Figure 2-16: Modélisation d'un cadre à deux étages avec une colonne gravitaire (MacRae et al., 2004).	39
Figure 3-1: Montage expérimental avec un poteau d'acier : a) système de chargement à six degrés de liberté ; b) spécimen W250x101.	43
Figure 3-2: Colonnes d'acier testées : a) vue isométrique ; b) dimensions des plaques d'extrémités (mm).	45
Figure 3-3: Positionnement des jauges : a) sur la section ; b) sur le poteau.	46
Figure 3-4: Potentiomètres à corde : a) au laboratoire ; b) avec identifications.	47
Figure 3-5: Mesure de la géométrie des spécimens.	49
Figure 3-6: Mesure des défauts de rectitude.	50
Figure 3-7: Défauts de rectitude des poteaux : a) selon l'axe faible ; b) selon l'axe fort.	53
Figure 3-8: Étude d'un poteau avec un défaut de rectitude au sommet : a) modèle utilisé ; b) charges de flambement ; c) moment de flexion au sommet de la colonne à la charge de flambement.	55
Figure 3-9: Assemblage des colonnes d'acier : a) plaques d'appuis ; b) visseuse hydraulique TX-8 ; c) protocole de serrage.	57
Figure 3-10: Système de chargement à six degrés de liberté. Crédit : Laboratoire de structure de Polytechnique Montréal	58
Figure 3-11: Conditions d'appuis possibles avec le dispositif : a) montage initial ; b) déplacement longitudinal en bloquant les rotations et les déplacements latéraux ; c) déplacement latéral en	

bloquant les rotations du plateau supérieur ; d) rotation en bloquant les déplacements latéraux de la colonne. Crédit : Ali Imanpour	62
Figure 3-12: Système relatif du système de chargement à six degrés de liberté.....	64
Figure 3-13: Hystérésis d'un test préliminaire.....	65
Figure 3-14: Protocole de chargement du spécimen 1 : a) conditions d'appuis et déformée anticipée ; b) protocole de déplacement vertical.	66
Figure 3-15: Détermination de la vitesse d'application du déplacement vertical pour l'essai 1 : a) déformation en fonction du déplacement vertical cumulé ; b) taux de déformation (Abaqus).	68
Figure 3-16: Protocole de chargement du spécimen 2 : a) conditions d'appuis et déplacements appliqués ; b) déplacement axial appliqué.	69
Figure 3-17: Détermination de la vitesse d'application du déplacement vertical pour l'essai 2 : a) déformation en fonction du déplacement vertical cumulé ; b) taux de déformation (OpenSees).	69
Figure 3-18: Protocole de chargement du spécimen 3 : a) conditions d'appuis et rotations appliquées ; b) rotations appliquées selon l'axe fort (rad.).	70
Figure 3-19: Détermination de la vitesse d'application de la force axiale, du déplacement latéral et des rotations pour l'essai 3 : a) déformation en fonction du déplacement axial cumulé ; b) taux de déformation (OpenSees).....	71
Figure 3-20: Protocole de chargement du spécimen 4 : a) conditions d'appuis et rotations appliquées ; b) rotations appliquées selon l'axe faible (rad.).	72
Figure 3-21: Détermination de la vitesse d'application de la force axiale, du déplacement latéral et des rotations pour l'essai 4 : a) déformation en fonction du déplacement vertical cumulé ; b) taux de déformation (OpenSees).	72
Figure 3-22: Essais sur les éprouvettes : a) presse Instron ; b) mise en place des éprouvettes ; c) état initial des éprouvettes ; d) rupture des six éprouvettes.....	74
Figure 3-23: Légende associée au tableau 3-8. (Source ASTM E8)	75

Figure 3-24: Courbe contrainte-déformation dans l'âme : a) éprouvette 1 ; b) éprouvette 2.	77
Figure 3-25: Détermination de la limite élastique pour une éprouvette de traction de l'âme.	78
Figure 3-26: Courbe contrainte-déformation dans les semelles : a) éprouvette 3 ; b) éprouvette 4 ; c) éprouvette 5 ; d) éprouvette 6.....	81
Figure 3-27: Détermination de la limite élastique dans les semelles.	82
Figure 3-28: Distribution des contraintes résiduelles : a) pour un profilé W360x1086; b) profils simplifiés. (Ziemian, 2010)	86
Figure 3-29: Mesure des contraintes résiduelles : a) éprouvette des contraintes résiduelles ; b) traçage des bandes ; c) vue isométrique ; d) section transversale ; e) dimensions des bandes. (suite et fin)	88
Figure 3-30: Instrumentation : a) DEMEC 250 mm et 150 mm ; b) mise en place du DEMEC. ...	89
Figure 3-31: Coupe du spécimen : a) retirer les extrémités ; b) extraction des bandes ; c) procédure utilisée pour découper les semelles. Crédit : Goodco Z-Tech, division de Canam.....	91
Figure 3-32: Bandes après la coupe : a) semelle ; b) âme.....	92
Figure 3-33: Profils des contraintes résiduelles mesurés.	94
Figure 3-34: Patron de contraintes résiduelles simplifié.....	95
Figure 3-35: Charge de flambement pour différents élancements.	97
Figure 3-36: Obtention de la charge de flambement.....	97
Figure 4-1: Calibration du matériau Steel02 pour un chargement monotone : a) âme ; b) semelles.	101
Figure 4-2: Courbe contrainte-déformation sous un chargement cyclique typique.....	102
Figure 4-3: Éprouvette cyclique : a) dimensions ; b) modèle utilisé pour la calibration ; c) montage dans la presse Instron. (Dehghani, 2016)	104
Figure 4-4 : Essai cyclique : a) protocole appliqué ; b) résultats expérimentaux et analytiques.	105
Figure 4-5: Courbes hystérésis pour trois ensembles de paramètres du matériau Steel02.	107

Figure 4-6: Courbe hystérésis pour différents cycles : a) $\pm 0,5\%$; b) $\pm 1,0\%$; c) $\pm 2,0\%$; d) $\pm 3,0\%$	108
Figure 4-7: Historique de déformation éloigné d'un épicycle : a) protocole ; b) réponse obtenue ; c) structure modélisée sous OpenSees. (Dehghani, 2016)	109
Figure 4-8: Historique de déformation près d'un épicycle : a) protocole ; b) réponse obtenue.	110
Figure 4-9: Dérive progressive : a) déformations enregistrées ; b) hystérésis.	111
Figure 4-10: Déformations à moyenne positive : a) protocole ; b) hystérésis.	112
Figure 4-11: Hystérésis de la calibration pour de grandes déformations.	113
Figure 4-12: Calibration du matériau Steel4 sur les éprouvettes de traction : a) éprouvette de l'âme ; b) éprouvette des semelles.	115
Figure 4-13: Calibration du matériau Steel4 : a) calibration sur éprouvette cyclique ; b) vérification sur un historique d'un séisme éloigné d'un épicycle ; c) vérification sur un historique d'un séisme près d'un épicycle ; d) vérification sur un protocole de dérive progressive ; e) vérification sur un protocole de déformations à moyenne positive.	116
Figure 4-14: Colonnes d'acier : a) modèle bâton ; b) discrétisation de la section en fibre avec un profil simplifié des contraintes résiduelles (Galambos et Ketter (1959)).	118
Figure 4-15: Modélisation d'une colonne d'acier sous Abaqus : a) division des différentes parois ; b) maillage de la colonne ; c) contraintes résiduelles (GPa).	122
Figure 5-1: Photos de la déformée de la colonne après le flambement durant l'essai 1 (direction Est vers la gauche) : a) vue d'ensemble ; b) à mi-hauteur du spécimen.	125
Figure 5-2: Résultats de l'essai 1 : a) charge axiale ; b) déformations à mi-hauteur ; c) moment fléchissant dans l'axe faible au sommet ; d) charge axiale en fonction du déplacement latéral à mi-hauteur inférieur à 0,5 mm ; e) déplacement latéral à mi-hauteur spécimen.	128
Figure 5-3: Déformations dans les extrémités des semelles de l'essai 1 : a) côté en compression (est) ; b) côté en tension (Ouest).	130
Figure 5-4: Courbe de résistance des codes canadien et américain de l'essai 1.	132

Figure 5-5: Déplacements absolu et relatif : a) rigidité du système de chargement ; b) hystérésis de l'essai 1.....	133
Figure 5-6: Correction pour le frottement : a) frottement vertical ; b) courbe charge-déformation axiale de l'essai 1.	134
Figure 5-7: Hystérésis expérimentale et simulée de l'essai 2.	136
Figure 5-8: Déformation de la colonne autour de l'axe faible durant l'essai 2 : a) rotation au sommet de la colonne ; b) déplacement latéral à $3h/5$ à partir du bas de la colonne ; c) photo de la déformée maximale de la colonne après le flambement (direction Ouest vers la droite). ...	137
Figure 5-9: Déformations mesurées par les jauges de l'essai 2 : a) à $h/3$; b) à $2h/3$	138
Figure 5-10: Déformations dans les extrémités des semelles de l'essai 2 : a) côté Ouest à $2h/3$; b) côté Est à $2h/3$; c) côté Ouest à $h/3$; d) côté Est à $h/3$	139
Figure 5-11: Effet du frottement sur la rotation autour de l'axe faible au sommet de la colonne de l'essai 2 : a) moment induit par le frottement et le ressort ; b) comparaison de la relation charge-déplacement vertical mesurée à celles des modélisations avec et sans le ressort en rotation.	140
Figure 5-12: Déformée de la colonne au moment du flambement durant l'essai 3 : a) photo d'ensemble de la déformée selon l'axe fort (direction Nord vers la droite) ; b) déformée selon l'axe fort prédite par le logiciel Abaqus ; c) photo d'ensemble de la déformée selon l'axe faible (direction Est vers la droite) ; d) déformée selon l'axe faible prédite par le logiciel Abaqus.	142
Figure 5-13: Voilement local après le flambement lors de l'essai 3 : a) sur le côté Est au sommet de la colonne ; b) à mi-hauteur sur le côté Ouest (comprimé) ; c) à mi-hauteur sur le côté Est (tendu) ; d) sur le côté est au bas de la colonne.....	143
Figure 5-14: Voilement local de la colonne dans le logiciel Abaqus de l'essai 3 : a) au sommet du poteau ; b) à la base du poteau.	144
Figure 5-15: Moments fléchissant au sommet de la colonne de l'essai 3 : a) selon l'axe fort ; b) selon l'axe.	145

Figure 5-16: Déplacements latéraux à $3h/4$ du bas lors de l'essai 3 : a) selon l'axe fort ; b) selon l'axe faible ; c) selon les deux directions.....	146
Figure 5-17: a) déplacement vertical de la colonne au sommet ; b) rotation de la section à $3h/4$	147
Figure 5-18: Déformations à $h/2$ de l'essai 3 : a) obtenues de l'essai ; b) obtenues de la simulation.	148
Figure 5-19: Déformations à $h/4$ du bas de l'essai 3 : a) obtenues de l'essai ; b) obtenues de la simulation.	149
Figure 5-20: Déformations mesurées par les jauges à 150 mm du bas de l'essai 3 : a) obtenues de l'essai ; b) obtenues de la simulation.	150
Figure 5-21: Vérification de la résistance de la colonne sous la combinaison de l'effort axial et moment de flexion appliqués au sommet de la colonne de l'essai 3.	152
Figure 5-22: Effet du frottement sur la courbe moment-rotation au sommet de la colonne de l'essai 3.	153
Figure 5-23: Étapes de chargement de l'essai 4.....	154
Figure 5-24: Déformée de la colonne au moment du flambement durant l'essai 4 : a) photo d'ensemble de la déformée (direction Est vers la gauche) ; b) déformée prédite par le logiciel Abaqus ; c) photo du voilement local au sommet du poteau sur le côté Nord ; d) photo du voilement local à la hauteur où la courbure est la plus importante sur le côté Ouest ; e) photo du voilement local au bas sur le côté Nord ; f) voilement local prédit par le logiciel Abaqus au sommet du poteau sur le côté Nord ; g) voilement local prédit par le logiciel Abaqus à la hauteur où la courbure est la plus importante sur le côté Ouest ; h) voilement local prédit par le logiciel Abaqus au bas sur le côté Nord.	155
Figure 5-25: Résultats au sommet du poteau de l'essai 4 : a) hystérésis moment-rotation selon l'axe faible ; b) déplacement vertical.	157
Figure 5-26: Déformations mesurées par les jauges de l'essai 4 : a) à 150 mm du sommet ; b) à mi-hauteur ; c) à 150 mm du bas.	158

Figure 5-27: Déformations moyennes dans les extrémités des semelles à 150 mm du sommet de l'essai 4 : a) côté Est ; b) côté Ouest.....	160
Figure 5-28: Déformations moyennes dans les extrémités des semelles à mi-hauteur de l'essai 4 : a) côté Est ; b) côté Ouest.....	160
Figure 5-29: Déformations moyennes dans les extrémités des semelles à 150 mm du bas de l'essai 4 : a) côté Est ; b) côté Ouest.	161
Figure 5-30: Courbe d'interaction au sommet de la colonne de l'essai 4.	162
Figure 5-31: Effet du frottement sur la courbe moment-rotation au sommet de la colonne de l'essai 4 : a) résultats ; b) lors du déplacement latéral selon l'axe faible.	163
Figure 5-32: Stabilité d'un poteau parfaitement droit.....	164
Figure 5-33: Modélisation du système de chargement à six degrés de liberté dans le logiciel Abaqus : a) modèle complet ; b) poteau d'acier.	165
Figure 5-34: Analyse du flambement inélastique : a) courbes force-déplacement vertical ; b) modèle OpenSees utilisé.	167
Figure 5-35: Coefficients de rigidité d'une poutre : a) sens positif des efforts et propriétés de la poutre ; b) réactions obtenues d'un déplacement longitudinal de l'appui 2 ; c) réactions obtenues d'un déplacement transversal de l'appui 2 ; d) réactions obtenues d'une rotation à l'appui 2.....	168
Figure 5-36: Détermination de la rigidité transversale du poteau testé : a) selon l'axe fort (essai 3) ; b) selon l'axe faible (essai 4).	169
Figure 5-37 : Coefficients d'une poutre de la méthode des rotations : a) sens positif des efforts ; b) rotation unitaire à l'appui 2 ; c) déplacement transversal unitaire de l'appui 2.....	170
Figure 6-1: Dimensions du bâtiment à l'étude.....	176
Figure 6-2: Spectres de dimensionnement pour les deux localisations à l'étude selon le CNBC 2015 : a) Montréal ; b) Vancouver.	179
Figure 6-3: Prise en compte de la torsion accidentelle et de la charge horizontale fictive.	181
Figure 6-4: Géométrie du CC3S incluant les colonnes gravitaires tributaires.	183

Figure 6-5: Géométrie d'un CC3S comportant des colonnes gravitaires de part et d'autre d'un SRCL composé de deux CCSM.	184
Figure 6-6: Efforts de dimensionnement du poteau W690x265 : a) au premier flambement des diagonales ; b) après la déformation inélastique de la diagonale tendue dans le segment critique.....	190
Figure 6-7: Calcul du moment dans le plan du CCSM à l'aide de la méthode des trois moments.	191
Figure 6-8: Efforts pondérés des combinaisons avec la charge de vent : a) combinaison 1.25D + 1.5S + 0.4W ; b) combinaison 1.25D + 1.4W + 0.5S.	196
Figure 6-9: Efforts pondérés obtenus des combinaisons avec la charge de vent lorsqu'il n'y a pas de lisses entre les poteaux gravitaires : a) combinaison 1.25D + 1.5S + 0.4W ; b) combinaison 1.25D + 1.4W + 0.5S.	198
Figure 6-10: Modélisation du CC3S dans le logiciel SAP2000 : a) forces appliquées ; b) déformée obtenue au déplacement anticipé ; c) efforts de flexion dans les poteaux ; d) efforts axiaux dans les différentes membrures.	203
Figure 6-11: Propagation de la plastification dans un CC3S dont le segment inférieur est critique.	206
Figure 6-12: Cisaillement repris par les diagonales et les poteaux lorsque la plastification des diagonales tendues se propage du segment 1 au segment 2.....	208
Figure 6-13: Relation entre $V_{cc,1}$ et $V_{cc,2}$ lorsque le premier segment est critique.	209
Figure 6-14: Cisaillement repris par les diagonales et les poteaux lorsque la plastification des diagonales tendues se propage du segment 2 au segment 3 dans le cas où le segment inférieur est critique.	211
Figure 6-15: Relation entre $V_{cc,2}$ et $V_{cc,3}$ lorsque le premier segment est critique.	212
Figure 6-16: Décomposition des déplacements latéraux dans les segments lorsqu'il y a deux diagonales tendues plastifiées dans un CC3S.	215
Figure 6-17: Cisaillement repris par les diagonales et les poteaux lorsque la plastification est initiée dans la deuxième diagonale tendue d'un CC3S avec le segment 2 critique.	216

Figure 6-18: Relation entre $V_{cc,2}$ et $V_{cc,3}$ lorsque le second segment est critique.	217
Figure 6-19: Étude de la rotation d'une poutre ayant un porte-à-faux : a) une charge P est appliquée à l'extrémité du porte-à-faux ; b) un moment est appliqué à l'extrémité du porte-à-faux.	217
Figure 6-20: Efforts axiaux dans les bielles et les lisses horizontales lorsqu'il y a une seule diagonale tendue plastifiée.....	222
Figure 6-21: Efforts axiaux dans les bielles et les lisses horizontales lorsque la plastification en traction est initiée dans un troisième segment.....	223
Figure 6-22: Efforts axiaux dans les bielles et les lisses horizontales lorsqu'il y a une seule diagonale tendue plastifiée avec des colonnes gravitaires de part et d'autre du CCSM.	224
Figure 6-23: Efforts dans les différentes membrures du CC3S : a) lorsque la plastification de la diagonale tendue est initiée dans le segment critique (segment 2) ; b) lorsque la plastification est propagée dans un deuxième segment (segment 3).....	226
Figure 6-24: Efforts de cisaillement et de flexion repris par les deux types de poteaux soumis au déplacement plastique Δ_p lorsque la plastification de la diagonale tendue est initiée dans un deuxième segment (segment 3) pour une conception sans le partage des efforts avec les colonnes gravitaires.....	228
Figure 6-25: Efforts de cisaillement et de flexion repris par les deux types de poteaux soumis à la somme des déplacements plastique et élastique lorsque la plastification de la diagonale tendue est initiée dans un deuxième segment (segment 3) pour une conception sans le partage des efforts avec les colonnes gravitaires.....	230
Figure 6-26: Efforts de dimensionnement des poteaux du CC3S au déplacement cible pour une conception sans le partage des efforts avec les colonnes gravitaires.	231
Figure 6-27: Efforts de cisaillement et de flexion repris par les deux types de poteaux soumis au déplacement plastique Δ_p lorsque la plastification de la diagonale tendue est initiée dans un deuxième segment (segment 3) pour une conception avec le partage des efforts avec les colonnes gravitaires.....	235
Figure 6-28: Efforts de cisaillement et de flexion repris par les deux types de poteaux soumis à la somme des déplacements plastique et élastique lorsque la plastification de la diagonale tendue	

est initiée dans un deuxième segment (segment 3) pour une conception avec le partage des efforts avec les colonnes gravitaires.....	237
Figure 6-29: Efforts de cisaillement et de flexion repris par les deux types de poteaux soumis à la somme des déplacements plastique et élastique lorsque la plastification de la diagonale tendue est initiée dans un troisième segment (segment 1).....	239
Figure 6-30: Déformée de la structure obtenue du logiciel SAP2000 au déplacement anticipé produisant la plastification de la diagonale tendue dans un second segment.....	244
Figure 7-1: Degrés de liberté d'un CC3S avec les colonnes gravitaires.....	250
Figure 7-2: Diagramme présentant la conception des CCSM avec la méthode de rigidité.	252
Figure 7-3: Détermination du stade de déformation du CCSM au déplacement anticipé $R_d R_o \Delta_e$ au toit.....	255
Figure 7-4: Efforts de dimensionnement du poteau W690x265 avec la méthode de rigidité : a) combinaison d'efforts 1 ; b) combinaison d'efforts 2.....	257
Figure 7-5: Géométrie des bâtiments destinés à l'étude paramétrique.	259
Figure 7-6: Nombre de diagonales tendues plastifiées pour un CC3S.....	261
Figure 7-7: Cisaillement repris par les diagonales du segment critique : a) combinaison d'efforts 1 (C_u et T_u) ; b) combinaison d'efforts 2 (C'_u et T_u).....	264
Figure 8-1: Accélération spectrale des séismes sélectionnés à Montréal sur un sol E : a) groupe 1 (M6,0) ; b) groupe 2 (M7,0).....	289
Figure 8-2: Accélération spectrale des séismes sélectionnés à Vancouver sur un sol C : a) groupe 1 ; b) groupe 2 ; c) groupe 3.	290
Figure 8-3: Accélération spectrale des séismes sélectionnés à Vancouver sur un sol E : a) groupe 1 ; b) groupe 2 ; c) groupe 3.	292
Figure 8-4: Détails de l'assemblage #3.....	295
Figure 8-5: Modélisation d'un CCSM incluant les colonnes gravitaires : a) modèle numérique incluant les imperfections des poteaux et des diagonales ; b) discrétisation en fibre des différentes sections et profil adopté des contraintes résiduelles.	296

Figure 8-6: Détail des diagonales : a) modélisation de la connexion d'une diagonale ; b) détails d'un gousset.	299
Figure 8-7: Réponse d'une analyse déplacement contrôlé non linéaire réalisée sur un CC2S : a) déplacement latéral des segments ; b) charge latérale ; c) effort axial dans les diagonales (positive à la fois en tension et en compression) ; d) moment de flexion dans la colonne comprimée (droite) ; e) déplacement latéral dans la colonne de droite à $0,4h_1$; f) déformée globale avec le logiciel Abaqus ; g) déformée globale avec le logiciel OpenSees. (Imanpour, Tremblay, Davaran, Stoakes, & Fahnestock, 2016).....	302
Figure 8-8: CC2S à l'étude : a) géométrie et sections d'acier ; b) efforts dans les diagonales sous la combinaison $C_u + T_u$; c) efforts dans les diagonales sous la combinaison $C'_u + T_u$; d) effort axial dans les diagonales provenant du mouvement de sol ME1 ; e) différence de cisaillement entre les deux segments sous le même séisme.	303
Figure 8-9: Effort de flexion dans le plan du CCSM sous le séisme ME1 dans le poteau de droite : a) à l'extrémité des liens rigides ; b) au nœud connectant la bielle, les diagonales et les liens rigides du poteau.	304
Figure 8-10: Modélisation de l'assemblage #1 : a) détails de l'assemblage ; b) effort de flexion dans le plan du CCSM sous le séisme ME1 à l'extrémité des liens rigides.	305
Figure 8-11: Modélisation de l'assemblage #2 : a) détails de l'assemblage ; b) effort de flexion dans le plan du CCSM sous le séisme ME1 à l'extrémité des liens rigides.	306
Figure 8-12: Modélisation de l'assemblage #3 : a) détails de l'assemblage ; b) effort de flexion dans le plan du CCSM sous le séisme ME1 à l'extrémité des liens rigides.	308
Figure 8-13: Amortissement de type Rayleigh	309
Figure 8-14: Détermination des maximums pour une analyse temporelle non linéaire incluant les colonnes gravitaires.....	310
Figure 8-15: Structure CC3S de type MD à Vancouver à l'étude : a) géométrie et sections d'acier ; b) effort axial normalisé ($/T_u$) dans les diagonales et le moment fléchissant dans les poteaux sous la première combinaison d'efforts ($C_u + T_u$) ; c) effort axial normalisé ($/T_u$) dans les diagonales et le moment fléchissant dans les poteaux sous la seconde combinaison d'efforts	

($C'_u + T_u$) ; d) effort axial normalisé ($/T_u$) dans les diagonales et le moment fléchissant dans les poteaux sous le séisme VE26.....	317
Figure 8-16: Déformée du CC3S de type MD au déplacement horizontal maximal au niveau du toit : a) élévation ; b) hors du plan du CCSM.....	318
Figure 8-17: Résultats sous le séisme VE26 du segment de poteau le plus sollicité du CCSM dans le premier segment : a) effort axial normalisé ; b) moment dans le plan du CCSM normalisé ; c) interaction C-M ; d) déplacement vertical au sommet ; e) déplacement horizontal au sommet ; f) contrainte normalisée aux deux fibres extrêmes d'une semelle à la mi-hauteur ; h) hystérésis de l'effort axial et du déplacement vertical. (suite et fin).....	321
Figure 8-18: Déplacement latéral maximum au toit pour les bâtiments de Montréal.....	325
Figure 8-19: Déplacement latéral relatif dans le segment critique anticipé pour les bâtiments de Montréal.	326
Figure 8-20: Moments de flexion au niveau de la bielle au-dessus du premier segment dans les colonnes du CCSM pour les bâtiments de Montréal.....	327
Figure 8-21: Interaction C-M maximale dans le segment de poteau inférieur des CCSM pour les bâtiments de Montréal.....	328
Figure 8-22: Partage des moments de flexion entre les deux types de colonnes pour les bâtiments de Montréal : a) moments de flexion dans les colonnes gravitaires ; b) effort axial dans la lisse liant les colonnes gravitaires ; c) interaction C-M dans les colonnes gravitaires.	329
Figure 8-23: Répartition des moments de flexion dans les deux types de colonnes pour les bâtiments de Montréal.	331
Figure 8-24: Déplacement latéral maximum au toit pour les bâtiments de Vancouver.....	333
Figure 8-25: Déplacement latéral relatif dans le segment critique anticipé pour les bâtiments de Vancouver.	334
Figure 8-26: Moments de flexion au niveau de la bielle au-dessus du premier segment dans les colonnes du CCSM pour les bâtiments de Vancouver.....	335
Figure 8-27: Interaction C-M maximale dans le segment de poteau inférieur des CCSM pour les bâtiments de Vancouver.....	336

- Figure 8-28: Partage des moments de flexion entre les deux types de colonnes pour les bâtiments de Vancouver : a) moments de flexion dans les colonnes gravitaires ; b) effort axial dans la lisse liant les colonnes gravitaires ; c) interaction C-M dans les colonnes gravitaires.337
- Figure 8-29: Répartition des moments de flexion dans les deux types de colonnes pour les bâtiments de Vancouver.....338
- Figure 8-30: Déplacements horizontaux au toit des CCSM : a) Montréal ; b) Vancouver.....339
- Figure 8-31: Structure CC5S de type MD à Montréal à l'étude : a) géométrie et sections d'acier ; b) effort axial normalisé ($/T_u$) dans les diagonales et le moment fléchissant dans les poteaux sous la première combinaison d'efforts ($C_u + T_u$) ; c) effort axial normalisé ($/T_u$) dans les diagonales et le moment fléchissant dans les poteaux sous la seconde combinaison d'efforts ($C'_u + T_u$) ; d) effort axial normalisé ($/T_u$) dans les diagonales et moment fléchissant dans les poteaux au déplacement latéral maximum au toit sous le séisme ME9.341
- Figure 8-32: Résultats sous le séisme ME9 : a) effort axial normalisé dans les diagonales ; b) différence de cisaillement entre chaque pair de segments adjacents.342
- Figure 8-33: Résultats des analyses incrémentales non linéaires : a) déplacement latéral des segments ($1,0F_{y,2}$) ; b) effort axial dans les diagonales ($1,0F_{y,2}$) ; c) déplacement latéral des segments ($0,95F_{y,2}$) ; d) effort axial dans les diagonales ($0,95F_{y,2}$) ; e) déplacement latéral des segments ($0,85F_{y,2}$) ; f) effort axial dans les diagonales ($0,85F_{y,2}$) ; g) déplacement latéral des segments ($0,80F_{y,2}$) ; h) effort axial dans les diagonales ($0,80F_{y,2}$).....344
- Figure 8-34: Comparaison des quatre limites élastiques : a) moment dans les colonnes du CCSM au sommet du premier segment ; b) différence de cisaillement entre les segments 2 et 3...345
- Figure 8-35: Impact des colonnes gravitaires sur le comportement du CCSM : a) effort axial dans la lisse horizontale inférieure reliant les deux types de colonnes ; b) moment dans les poteaux du CCSM au sommet du premier segment.....348
- Figure 8-36: Déplacement latéral relatif des segments avec $1,0F_{y,2}$: a) modèle sans les colonnes gravitaires ; b) modèle avec les colonnes gravitaires.....349

Figure A-1: Configuration horizontale du système à six degrés de liberté. (Source : Martin Leclerc, Ing. M.sc.a).....	372
Figure A-2: Configuration verticale du système à six degrés de liberté. (Source : Martin Leclerc, Ing. M.sc.a).....	373
Figure E-1: Géométrie du CC3S et des sections d'acier des éléments structuraux.	401
Figure E-2: Application d'une charge de gravité.	402
Figure E-3: Application d'une charge latérale.	403

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

A	Aire de la section d'acier ; coefficient tenant compte de l'excentricité de la charge a ; matrice de transformation
a_0	Paramètre de l'amorsatissement proportionnel à la masse utilisé dans la méthode de l'accélération moyenne de <i>Newmark</i>
a_1	Paramètre de l'écrouissage isotrope influençant l'enveloppe de plastification en compression ; paramètre de l'amortissement proportionnel à la rigidité utilisé dans la méthode de l'accélération moyenne de <i>Newmark</i>
a_2	Paramètre requis pour a_1
a_3	Paramètre de l'écrouissage isotrope influençant l'enveloppe de plastification en tension
a_4	Paramètre requis pour a_3
AISC	American Institute of Steel Construction
A_d	Aire de la section des diagonales
A_p	Aire de la section des poteaux
b	Pente de l'écrouissage cinématique (<i>OpenSees</i>) ; pente initiale de l'écrouissage isotrope (<i>Abaqus</i>) ; longueur de la section d'acier ; ordonnée à l'origine d'une droite
B_1	Facteur amplifiant les moments de flexion (B_{1x} pour l'axe fort et B_{1y} pour l'axe faible)
b_{el}	Longueur effective d'une paroi
b_f	Ratio d'écrouissage isotrope saturé du matériau <i>Steel4</i>
b_i	Ratio d'écrouissage isotrope initial du matériau <i>Steel4</i>
b_k	Ratio d'écrouissage cinématique du matériau <i>Steel4</i>
C	Constante d'un ressort en rotation, exprimée en kN·m/rad. ; charge axiale
C_a	Coefficient de forme
C_b	Coefficient de charge de neige sur le toit

C_{cr}	Charge critique élastique
CCSM	Contreventement concentrique à segments multiples
C_d	Coefficient tenant compte de la courbure
C_e	Résistance au flambement d'Euler ; coefficient d'exposition
C_{ey}	Charge d'Euler selon l'axe faible de la section
C_f	Charge de compression factorisée ; charge de gravité pondérée de tout l'étage
C_g	Coefficient de rafale
C_k	Paramètre décrivant l'écrouissage cinématique (<i>Abaqus</i>)
C_L	Coefficient tenant compte de la position du chargement
C_m	Facteur décrivant la forme du moment de flexion (équivalent à ω_1)
C_n	Charge nominale de flambement
CNBC	Code national du bâtiment canadien
C_p	Coefficient de pression extérieure calculé d'après la moyenne des valeurs sur la surface considérée
C_r	Résistance à la compression de la section d'acier
cR_1	Paramètre du matériau <i>Steel02</i> définissant l'effet de <i>Bauschinger</i> (r_1 pour le matériau <i>Steel4</i>)
cR_2	Paramètre du matériau <i>Steel02</i> définissant l'effet de <i>Bauschinger</i> (r_2 pour le matériau <i>Steel4</i>)
C_s	Coefficient de pente
CSA	Canadian standards association
C_u	Résistance probable maximale en compression ; charge de flambement
C'_u	Résistance probable post-flambement en compression
C_y	Résistance à la compression associée à la contrainte élastique
C_w	Constante de gauchissement de la section ; coefficient d'exposition au vent

d	Profondeur de la section d'acier (d_{HSS} pour la profondeur d'une section HSS)
D	Charge gravitaire spécifiée
E	Module élastique de l'acier ($E = 200\,000\text{ MPa}$) ; charge latérale de séisme spécifiée
ÉCNL	Écrouissage cinématique non linéaire
E_t	Module post-plastification de l'acier
F_a	Coefficient d'accélération de l'emplacement (CNBC 2015)
F_{br}	Résistance axiale nécessaire au contreventement
FCD	Facteur de concentration des déplacements latéraux
F_e	Contrainte de flambement d'Euler (F_{ex} pour l'axe fort, F_{ey} pour l'axe faible et F_{ez} pour la torsion)
F_ϵ	Facteur de déformation utilisé avec un DEMEC
F_u	Limite ultime de l'acier
F_y	Limite élastique de l'acier
F_{yd}	Limite élastique dynamique
F_{ys}	Limite élastique statique
G	Module de cisaillement de l'acier structural ($G = 77\,000\text{ MPa}$)
h	Profondeur de la section entre les semelles ; hauteur totale du poteau ou de l'étage
h_i	Hauteur du point à partir de la base
h_s	Hauteur d'un segment
I	Moment d'inertie de la section d'acier (I_{cc} pour la colonne du CCSM et I_{cg} pour la colonne gravitaire)
I_E	Coefficient de risque parasismique de l'ouvrage (CNBC 2015)
I_s	Coefficient associé au risque dans le calcul de la charge de neige
$I_{x,req}$	Rigidité requise d'une bielle
I_w	Coefficient associé au risque dans le calcul de la charge de vent

J	Constante de torsion de St-Venant
k	Rigidité latérale du bâtiment déterminée à l'aide d'une méthode statique élastique ; rigidité d'une membrure
K	Coefficient de longueur effective (K_x pour l'axe fort, K_y pour l'axe faible et K_z pour la torsion)
K_θ	Rigidité flexionnelle initiale
K_y	Rigidité en torsion
L	Longueur totale de la membrure étudiée (L_b pour une bielle, L_d pour une diagonale, L_{j1-3} pour la distance entre les jauges 1 et 3 et L_w pour la longueur effective de <i>Whitmore</i>) ; longueur entre les deux poteaux du CCSM
LD	Ductilité limitée (type LD)
l_i	Longueur initiale
L_{ns}	Longueur non supportée de la membrure
L_r	Longueur de la zone rigide ($L_{r,d}$ pour le lien rigide de la diagonale discontinue et $L_{r,c}$ pour le lien rigide de la diagonale continue)
L_t	Largeur tribulaire d'un élément
L_w	Longueur effective de <i>Whitmore</i>
l_{yp}	Paramètre du matériau <i>Steel4</i> caractérisant la longueur du plateau plastique
m	Pente de la droite ; masse totale du bâtiment
M	Effort de flexion factorisé dans une membrure (M_{fx} selon l'axe fort de la section et M_{fy} selon l'axe faible de la section) ; mesure effectuée sur une bande (contrainte résiduelle)
M_a	Moment fléchissant factorisé à un quart de la membrure non supportée
M_b	Moment fléchissant factorisé à la moitié de la membrure non supportée
M_{br}	Moment fléchissant associé à la torsion initiale de la colonne

M_c	Moment fléchissant factorisé au trois quarts de la membrure non supportée ; résistance à la flexion dans la norme américaine (M_{cx} pour l'axe fort et M_{cy} pour l'axe faible)
M_{cc}	Moment fléchissant dans une colonne du CCSM
M_{cg}	Moment fléchissant dans une colonne gravitaire
MD	Modérément ductile (type MD)
M_{max}	Moment fléchissant factorisé maximal de la membrure non supportée
M_p	Moment plastique de la section (M_{pg} pour le moment plastique du gousset)
M_r	Résistance à la flexion factorisée d'une membrure (M_{rx} pour l'axe faible et M_{ry} pour l'axe forte) ; moment de flexion calculé dans le plan souhaité selon la norme américaine
M_{tot}	Moment de flexion total dans un segment du CCSM
M_u	Moment critique élastique d'une membrure latéralement non supportée
M_v	Facteur tenant compte de l'effet du mode supérieur sur le cisaillement à la base (CNBC 2010)
M_y	Moment élastique maximal
n_{cg}	Nombre de colonnes gravitaires faisant partie du cadre gravitaire
n	Groupe de profilé utilisé ; nombre de points contreventés sur toute la hauteur de la colonne
N	Nombre de contraintes de retour (<i>Abaqus</i>) ; coefficient qui dépend du nombre de points contreventés n sur toute la hauteur de la colonne
N_x	Charge horizontale fictive
p	Pression extérieure spécifiée due au vent
P_c	Résistance à la compression de la section d'acier
P_{el}	Charge de flambement d'Euler
P_r	Charge axiale calculée

q	Pression dynamique de référence basée sur une probabilité annuelle de dépassement de 1 : 50
Q_{∞}	Gain maximal provenant de l'écrouissage isotrope (<i>Abaqus</i>)
R	Réaction à un appui (R_1 à l'appui 1 et R_2 à l'appui 2)
r	Rayon de giration de la section
R_0	Paramètre des matériaux <i>Steel02</i> et <i>Steel4</i> définissant l'effet de <i>Bauschinger</i> ; coefficient de modification de force liée à la sur-résistance tenant compte de la partie assurée de la résistance en réserve d'une structure (CNBC 2015)
R_d	Coefficient de modification de force liée à la ductilité reflétant la capacité d'une structure à disperser l'énergie par comportement non linéaire (CNBC 2015)
R_i	Paramètre du matériau <i>Steel4</i> contrôlant la transition exponentielle entre les asymptotes initiale et saturée
R_y	Facteur appliqué à F_y pour estimer la contrainte élastique probable
s	Hauteur du segment de poteau le plus élancé
S	Charge de neige spécifiée ; module élastique de la section d'acier
$S(T_a)$	Réponse spectrale de l'accélération de calcul à une période T_a
$S_a(T)$	Réponse spectrale de l'accélération avec un amortissement de 5% à une période spécifiée
S_r	Charge correspondante due à la pluie susceptible d'être égalée ou dépassée une fois en 50 ans
SRCL	Système de reprise des charges latérales
S_s	Charge de neige au sol susceptible d'être égalée ou dépassée une fois en 50 ans
t	Épaisseur d'une paroi d'un profilé HSS ou de la semelle d'un profilé en I
T	Effort de traction dans une membrure
T_a	Période fondamentale de la structure
t_g	Épaisseur de la plaque du gousset

T_f	Mesure sur le spécimen témoin après la coupe
T_i	Mesure sur le spécimen témoin avant la coupe
$T_{réelle}$	Période réelle du bâtiment
T_u	Résistance probable en traction
u	Déplacement axial
U_1	Coefficient tenant compte du gradient de moment et des effets de second ordre sur la force axiale agissant sur la membrure déformée (U_{1x} pour l'axe fort et U_{1y} pour l'axe faible)
U_2	Coefficient d'amplification tenant compte des effets de second ordre des charges de gravité agissant sur le déplacement latéral de l'étage
v	Vitesse d'application d'un chargement ; déplacement latéral
V	Effort tranchant ; cisaillement à la base
V_{cc}	Cisaillement dans la colonne du CCSM
V_{cg}	Cisaillement dans la colonne gravitaire
V_{is}	Cisaillement inter-segment
V_{max}	Force sismique latérale maximale agissant à la base de la structure
V_{min}	Force sismique latérale minimale agissant à la base de la structure
V_u	Cisaillement ultime dans un segment $((C_u + T_u)\cos\theta)$; cisaillement probable entre deux segments adjacents
$V'_{u,cr}$	Cisaillement probable post-flambement dans le segment critique $((C'_u + T_u)\cos\theta)$
w	Épaisseur de l'âme d'un profilé en I
W	Charge de vent spécifiée ; poids sismique du bâtiment
y	Déformée d'une membrure en un point donné
y'	Pente d'une membrure en un point donné
y''	Courbure d'une membrure en un point donné

Z	Module plastique de la section d'acier
α	Paramètre caractérisant l'écrouissage cinématique (<i>Abaqus</i>) ; Ratio entre la hauteur de premier segment et la hauteur totale du bâtiment (h_1/h)
α_f	Fonction de stabilité
α_n	Fonction de stabilité
β	Coefficient tenant compte de la distribution de plasticité dans la rigidité de l'axe faible de la section d'acier
β_L	Rigidité latérale du CCSM provenant de la poutre (EA/L)
β^*_L	Rigidité latérale nécessaire au CCSM
β_{TReq}	Rigidité en torsion qu'offre une bielle envers une colonne
γ_k	Paramètre décrivant l'écrouissage cinématique (<i>Abaqus</i>)
δ	Déplacement latéral relatif dans un segment
δ_0	Amplitude des défauts de rectitude
δ_b	Déplacement latéral dû à la déformation axiale des poteaux
δ_{cr}	Déplacement latéral relatif dans le segment critique ($\delta_{e,cr}$ pour la composante élastique et $\delta_{in,cr}$ pour la composante inélastique)
δ_e	Déplacement latéral élastique relatif dans un segment
δ_s	Déplacement latéral dû à la déformation axiale des diagonales
δ_y	Déplacement longitudinal d'une membrure associé à la charge AF_y
Δ_e	Déplacement latéral au sommet du CCSM obtenu à partir d'une analyse élastique linéaire
$\Delta_{e, max}$	Différence de déformation maximale entre deux incréments
Δ_f	Déplacement latéral causé par les charges pondérées
Δ_i	Déplacement latéral dans le segment i

Δ_l	Élongation du matériau
Δ_x	Défaut de rectitude
$\dot{\epsilon}$	Taux de chargement (mm/mm/s)
ϵ_{eng}	Déformation sous la notation d'ingénieur
ϵ_{jauge}	Déformation mesurée à partir d'une jauge
ϵ_{max}	Déformation maximale (ϵ_{min} pour la déformation minimale)
ϵ^{pl}	Déformation plastique logarithmique (<i>Abaqus</i>)
$\bar{\epsilon}^{pl}$	Déformation plastique logarithmique équivalente (<i>Abaqus</i>)
ϵ_r	Déformation à la rupture du spécimen
ϵ_{sh}	Déformation au début de l'écrouissage
ϵ_{true}	Déformation réelle
ϵ_u	Déformation à la contrainte ultime
ϵ_y	Déformation associée à la limite élastique de l'acier, F_y
θ	Angle entre le plan horizontal et les diagonales dans un segment
θ_0	Torsion initiale de la colonne
θ_{bi}	Pente dans le segment i
κ	Ratio entre le plus petit et le plus grand moment factorisé, positif pour une courbure double et négatif pour une courbure simple
λ	Élancement de la membrure étudiée (λ_x pour l'axe fort, λ_y pour l'axe faible et λ_z pour la torsion)
ξ	Taux d'amortissement de la structure
ϕ	Coefficient de résistance de l'acier structural ($\phi = 0,9$)
ϕ_i	Courbure dans le segment i
ϕ_f	Paramètre utilisé dans les fonctions de stabilité
ϕ_n	Paramètre utilisé dans les fonctions de stabilité

$\dot{\sigma}$	Contrainte de chargement
σ_{eng}	Contrainte sous la notation d'ingénieure
σ_{iso}	Contrainte isotrope
σ_r	Contrainte résiduelle
σ_{true}	Contrainte réelle
σ_y	Contrainte de plastification
σ_y^*	Contrainte au point d'intersection des droites E et E_t
ΣC_f	Sommation des efforts de compression pondérés
ΣV_f	Sommation des charges pondérées latérales sous l'étage considéré
τ	Taux d'application du déplacement dans les logiciels d'analyses à chaque incrément
ω_1	Coefficient qui détermine l'effet d'un moment uniforme équivalent dans un poteau-poutre
ω_2	Coefficient tenant compte de l'augmentation de la résistance d'une membrure doublement symétrique latéralement non supportée lorsqu'elle est soumise à un gradient de moment
ω_i	Fréquence propre du mode de vibration i

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A	Configurations du système de chargement à six degrés de liberté.....	372
ANNEXE B	Résultats des contraintes résiduelles	374
ANNEXE C	Vérification des équations utilisées dans la méthode des forces avec le logiciel SAP2000	378
ANNEXE D	Sections d'acier des CCSM de l'étude paramétrique.....	390
ANNEXE E	Validation du modèle OpenSees utilisé pour effectuer les analyses temporelles non linéaires	401
ANNEXE F	Résultats statistiques des analyses temporelles non linéaires	405

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Problématique associée aux contreventements concentriques en treillis à segments multiples

En Amérique du Nord, les contreventements en treillis à segments multiples (CCSM) sont souvent utilisés comme système de résistance aux charges latérales (SRCL) pour les bâtiments de grande hauteur comportant un seul étage tels que les entrepôts, les hangars pour avions et les bâtiments industriels. Le rôle premier de ces bâtiments est d'assurer une grande superficie en plus d'une hauteur élevée. À défaut d'utiliser les diagonales sur toute la hauteur du bâtiment, plusieurs segments sont superposés les uns sur les autres entre les fondations et le toit. L'utilisation des CCSM a l'avantage de réduire la longueur des diagonales et, par le fait même, de réduire les sections d'acier requises. Cela a pour effet direct de diminuer le coût de l'ouvrage, ce qui est un des objectifs lorsqu'un projet est mis sur pied. Dans ce type de configuration, les sections tubulaires (HSS) sont souvent sélectionnées puisqu'elles offrent une résistance élevée en compression. La géométrie habituelle des CCSM est présentée à la figure 1-1.

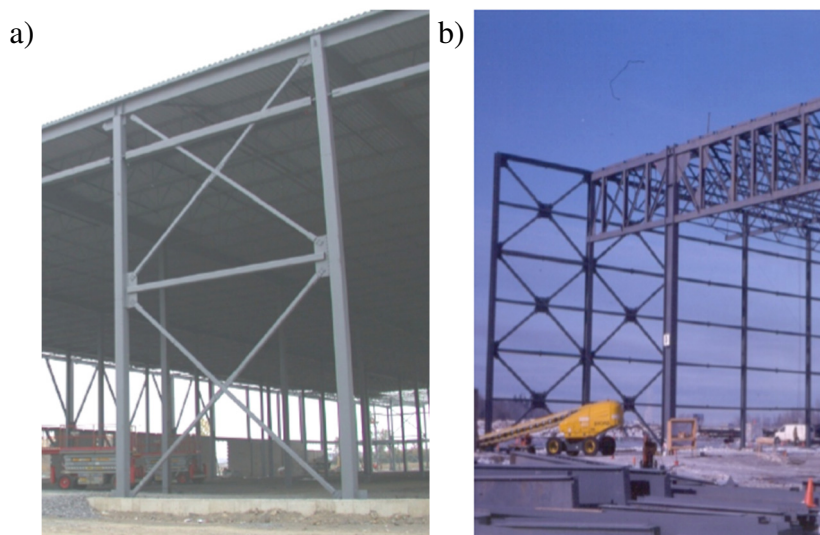


Figure 1-1: Contreventements en treillis à segments multiples : a) utilisation de deux segments ; b) utilisation de trois segments. (Imanpour & Tremblay, 2012)

Au Canada, la norme CSA S16-14 (CSA, 2014) et le code national du bâtiment du Canada (CNRC, 2015) classifient les contreventements en trois catégories distinctes pour la conception

parasismique (Types MD, LD et CC). Des règles particulières s'appliquent pour les CCSM de Types MD et LD : le Type MD peut comporter au maximum trois segments et le Type LD peut comporter au maximum cinq segments. De plus, un assemblage formé de deux diagonales et d'une bielle d'acier sépare les segments. Cet assemblage est montré sur la figure 1-1a. Cette bielle est requise car elle permet d'équilibrer les efforts entre deux segments adjacents. La section d'acier des bielles est généralement un profilé en I disposé de sorte que l'effet du vent agisse selon l'axe fort pour les CCSM sur les murs extérieurs. Les poteaux possèdent une section identique et sont installés de même façon que les bielles.

En périphérie des bâtiments, en plus des colonnes du CCSM, des colonnes gravitaires sont disposées afin de supporter les charges gravitaires provenant du toit. Selon les architectes, des lisses peuvent être nécessaires entre les colonnes gravitaires pour fixer le parement et offrir au parement un support latéral lorsqu'il est soumis aux pressions normales dues au vent. Dans la figure 1-2, on présente les configurations habituelles des CCSM. Lorsqu'il n'y a pas de lisses (figure 1-2a), uniquement le diaphragme du toit lie le CCSM aux colonnes gravitaires.

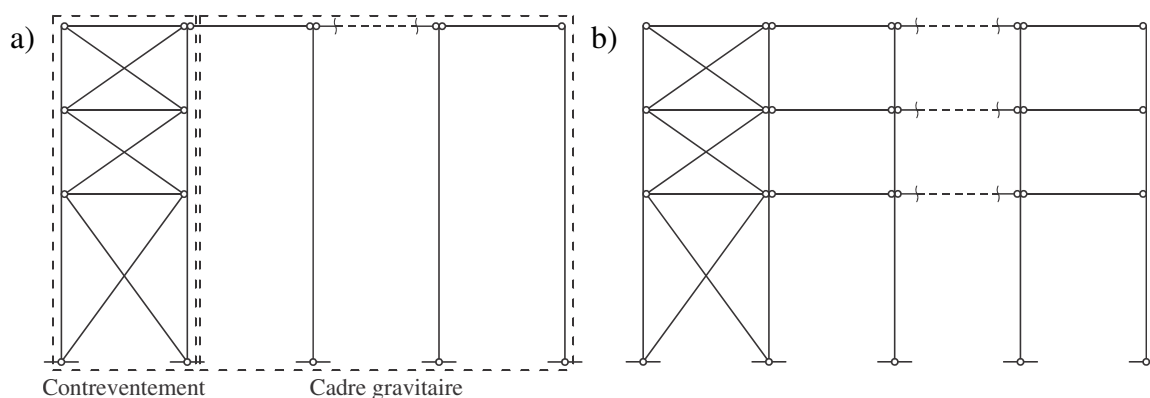


Figure 1-2: CC3S avec colonnes gravitaires : a) non reliées par des lisses ; b) reliées par des lisses.

Les lisses, lorsqu'elles sont conçues pour contreventer adéquatement les colonnes gravitaires, permettent de réduire la longueur effective dans le plan du mur à la hauteur de chaque segment (figure 1-2b). Tout comme pour les diagonales, cette réduction permet de réduire la section d'acier requise des colonnes gravitaires pour résister adéquatement aux efforts.

La masse de la plupart des bâtiments d'un seul étage est concentrée au niveau du toit, ce qui implique que la force horizontale induite par les séismes s'exerce à ce niveau. Il a été démontré par

Imanpour, Tremblay et Davaran (2011) que les déformations inélastiques tendent à se concentrer dans un seul des segments du CCSM lorsque ce dernier est sollicité par un séisme tel qu'illustré sur la figure 1-3. Les déformations inélastiques se produisent sous la forme de plastification en tension (ligne pointillée dans la figure 1-3) et par le flambement de la diagonale comprimée. Ce segment du CCSM est dénommé le segment critique car les diagonales de ce dernier possèdent la plus faible résistance au cisaillement. Dans la figure 1-3, on suppose que le segment du bas est critique et subit un plus grand déplacement latéral que les autres.

Lorsque les déformations inélastiques sont concentrées dans le segment critique, la déformée latérale du contreventement n'est pas uniforme sur sa hauteur, ce qui induit des moments de flexion dans les colonnes du CCSM. L'effet combiné de l'effort axial et du moment fléchissant peut mener à l'instabilité des poteaux et causer l'effondrement de la structure. Pour éviter ce comportement indésirable, on exige, dans la norme CSA S16, que les poteaux des CCSM soient conçus pour résister à la combinaison des efforts de compression et moments de flexion maximum qui sont anticipés.

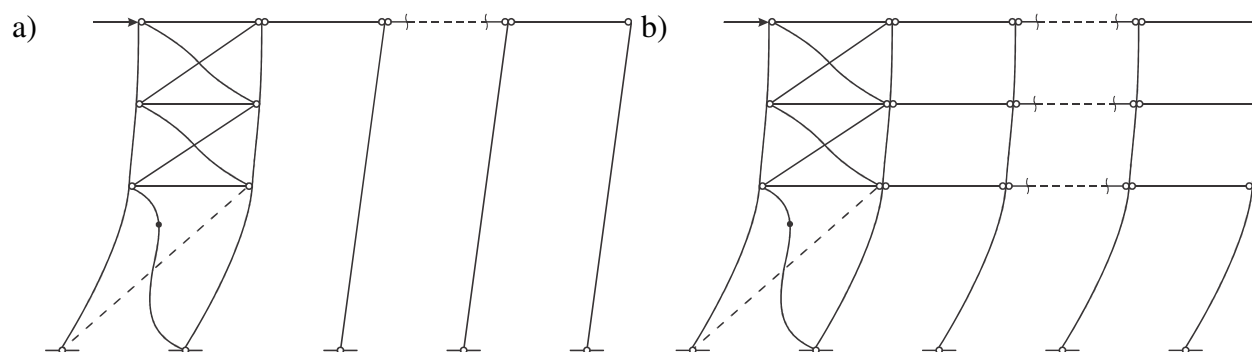


Figure 1-3: CC3S avec colonnes gravitaires sous une charge latérale : a) non reliées par des lisses ; b) reliées par des lisses.

Lorsqu'il n'y a pas de lisses horizontales entre le CCSM et les colonnes gravitaires (figure 1-3a), la concentration des déformations inélastiques dans le CCSM n'induit pas de moments de flexion dans les colonnes gravitaires adjacentes et ces colonnes peuvent alors être conçues comme des éléments résistant seulement aux charges de gravité et, pour les colonnes extérieures, aux charges de vent. Dans le cas contraire, les colonnes gravitaires seront aussi soumises à des moments de flexion induits par les séismes qui doivent être pris en compte dans leur conception. Par contre, en

raison de leur rigidité en flexion, les colonnes gravitaires peuvent contribuer à réduire l'importance de la concentration des déformations latérales dans le CCSM et, par conséquent, réduire les moments qui seront induits dans les poteaux du CCSM. Ces deux aspects, moments induits dans les colonnes gravitaires et moments réduits dans les poteaux du CCSM, ne sont présentement pas traités dans la norme CSA S16. Le premier est plus important car il représente un enjeu au niveau de la sécurité des occupants du bâtiment. Traiter le second aspect pourrait permettre d'obtenir des structures plus économiques.

Dans une étude préliminaire sur des CCSM conçus selon les normes américaines qui a servi de point de départ à ce projet, Imanpour, Auger et Tremblay (2016) ont démontré que la flexion imposée par le CCSM aux colonnes gravitaires pouvait conduire à leur rupture mais, à l'opposé, qu'une conception appropriée de ces colonnes pouvait conduire à une structure plus économique due au partage des moments de flexion entre les colonnes du CCSM et des colonnes gravitaires. Il est donc essentiel qu'une étude similaire soit effectuée pour des CCSM devant être construits au Canada pour proposer des règles de conception permettant d'obtenir des structures qui soient fiables et efficaces.

1.2 Objectifs et portée du projet

Ce projet de recherche se divise en deux objectifs principaux. Le premier objectif consiste à valider les logiciels d'analyses par éléments finis. Plus spécifiquement, cet objectif visera à :

- 1) étudier expérimentalement le comportement de poteaux d'acier soumis à des sollicitations extrêmes ; et
- 2) analyser et comparer les résultats obtenus de différents logiciels d'analyse par éléments finis.

Le second objectif vise à examiner le comportement sismique des CCSM. Cette étude permettra :

- 1) de vérifier dans quelle mesure les poteaux gravitaires peuvent être affectés par le comportement sismique des CCSM et proposer au besoin des règles de conception permettant d'atteindre un comportement sismique sécuritaire pour l'ensemble formé des colonnes des CCSM, des colonnes gravitaires et des lisses ; et

- 2) d'examiner dans quelle mesure la participation des colonnes gravitaires permet de réduire les efforts de flexion dans les colonnes des CCSM. L'étude portera sur des CCSM de catégories MD et LD conçues en conformité avec les dernières versions des codes en vigueur au Canada (CNBC 2015 et CSA S16-14). On examinera deux localités au Canada, Montréal dans l'est et Vancouver dans l'ouest, et deux conditions de sols pour chaque cas, sols fermes et sols mous, pour tenir compte des effets possibles de la sismicité et de la signature des mouvements sismiques sur le comportement et la conception des structures.

1.3 Méthodologie

Cette section présente les différentes étapes qui ont été suivies dans ce projet de recherche.

- Revue de la littérature sur les travaux de recherche antérieurs sur le comportement expérimental de colonnes d'acier. On fera aussi la revue des logiciels d'analyse par éléments finis qui seront utilisés pour l'analyse du comportement sismique des structures prototypes étudiées dans le projet. On présentera également la revue sur la conception parasismique des contreventements en acier au Canada et sur les recherches déjà réalisées sur les CCSM.
- Essais en laboratoire pour valider les modèles numériques utilisés pour reproduire le flambement inélastique des colonnes en acier.
- Élaboration d'un outil pour la conception automatisée pour les CCSM qui tient compte de la participation des colonnes gravitaires. Un tel outil n'existe pas et est nécessaire compte tenu du grand nombre de cas qui seront traités et qu'il sera probablement nécessaire de modifier la méthode de conception en cours de projet sur la base des résultats obtenus. L'outil devra incorporer les connaissances les plus récentes sur la conception des CCSM.
- Conception de prototypes de structures permettant de traiter tous les cas visés : CCSM de types MD et LD, toutes les configurations de CCSM en termes de nombre de segments permis par la norme, les deux localités et les conditions de sol.
- Développement de modèles numériques détaillés pour l'analyse sismique des structures prototypes étudiées. L'emphasis sera mise sur le comportement non linéaire des poteaux, incluant les effets de stabilité.

- Évaluation du comportement sismique des structures à l'aide d'analyses dynamiques temporelles non linéaires.
- Étude des résultats et formulation de méthodes et règles de conception pour les poteaux des CCSM, les colonnes gravitaires et les bielles.

1.4 Organisation du mémoire

Le mémoire est divisé en neuf chapitres et six annexes. Le chapitre 2 présente la revue de la littérature. On traite de l'étude expérimentale dans le chapitre 3. Le chapitre 4 présente les modèles numériques utilisés dans l'étude expérimentale. Les résultats de l'étude expérimentale sont présentés au chapitre 5. Aux chapitres 6 et 7, on présente les outils de conception des structures étudiées basées sur la méthode des forces et sur la méthode d'analyse matricielle. Une étude paramétrique est également réalisée au chapitre 7. Le chapitre 8 s'intéresse aux analyses temporelles non linéaires sur les structures sélectionnées à partir de l'étude paramétrique. Finalement, le chapitre 9 présente les conclusions du projet de maîtrise et les recommandations pour études futures. Quant aux annexes, l'annexe A présente les configurations du système de chargement à six degrés de liberté. À l'annexe B, on présente les résultats des contraintes résiduelles. À l'annexe C, on vérifie les équations utilisées dans la méthode des forces avec le logiciel SAP2000. L'annexe D présente les sections d'acier des CCSM de l'étude paramétrique. À l'annexe E, on présente la validation du modèle *OpenSees* qui a été utilisé pour effectuer les analyses temporelles non linéaires. Finalement, l'annexe F présente les résultats statistiques des analyses temporelles non linéaires.

CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE

Dans la première partie du chapitre, on fait une description des propriétés mécaniques et du comportement de l'acier structural et une revue des deux modèles numériques qui seront utilisés dans le projet pour reproduire ce comportement. On revoit ensuite les règles de conception parasismique des contreventements concentriques de la norme CSA S16-14. On décrit par la suite les règles particulières de la norme CSA S16-14 applicables aux CCSM. Les études récentes sur ces contreventements sont aussi présentées, incluant une étude préliminaire sur la participation des colonnes gravitaires à la réponse sismique des CCSM. La dernière partie du chapitre porte sur les études expérimentales ayant été réalisées sur des poteaux de contreventements soumis à des efforts combinés de compression et de flexion.

2.1 Propriétés mécaniques et modélisation de l'acier

Les principales propriétés mécaniques de l'acier sont obtenues d'un essai de traction monotone effectué sur des éprouvettes standardisées. Ces essais permettent de déterminer les propriétés de rigidité, de résistance et de ductilité de l'acier de même que l'écrouissage cinématique. Lorsque requis, on peut procéder à des essais cycliques, en régime élastique ou inélastique, pour caractériser la résistance à la fatigue et les propriétés d'écrouissage isotrope. Ces essais et propriétés sont décrits dans cette section. On présente aussi des modèles numériques qui ont été développés pour reproduire le comportement de l'acier pour l'analyse des structures dans le domaine non linéaire.

2.1.1 Comportement monotone de l'acier

Le résultat typique d'un essai de traction monotone sur une éprouvette d'acier est montré à la figure 2-1. Cet essai fournit la courbe contrainte-déformation jusqu'à la rupture de l'acier. Cette courbe peut être séparée en quatre parties distinctes. Dans la première partie, on observe un comportement élastique où la contrainte augmente en proportion de la déformation. La pente de cette relation linéaire est le module élastique de l'acier, E . Cette droite se poursuit jusqu'à la limite élastique, F_y à une déformation élastique, $\epsilon_y = F_y/E$. Au-delà de cette déformation, le comportement de l'acier devient plastique et la courbe contrainte-déformation présente un plateau plastique jusqu'à ce que l'écrouissage de l'acier débute à une déformation ϵ_{sh} . Dans la zone d'écrouissage, la contrainte augmente de manière non linéaire jusqu'à atteindre la contrainte ultime F_u à la déformation ϵ_{ult} . Il

s'agit de l'écrouissage cinématique que l'on définit par le taux d'augmentation de la contrainte en fonction de la déformation. Sous une déformation supérieure à ϵ_{ult} , on observe la striction de l'éprouvette, c'est-à-dire que la section de l'éprouvette diminue significativement sur une partie de sa longueur. La rupture se produit éventuellement au niveau de la section réduite, lorsque la déformation atteint la déformation à la rupture, ϵ_r .

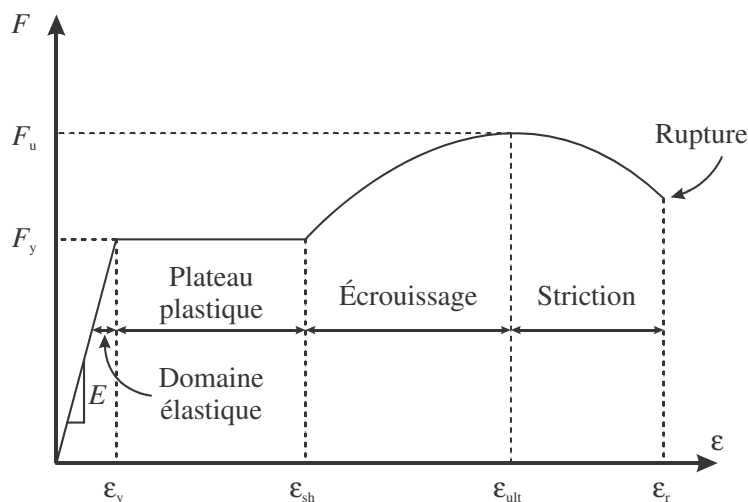


Figure 2-1: Courbe contrainte-déformation typique de l'acier structural.

Cette courbe donne plusieurs informations pour l'ingénieur. La plus importante est la limite élastique F_y utilisée dans la majorité des équations de résistance de la norme CSA S16. La résistance ultime F_u est aussi utilisée pour calculer la résistance associée à des états limites ultimes associés à la rupture de l'acier. En génie parasismique, la déformation correspondante à la plastification, ϵ_y , et à la déformation à la rupture, ϵ_r , sont utilisées pour caractériser la ductilité de l'acier, soit la capacité de l'acier à subir des déformations inélastiques avant la rupture.

2.1.2 Comportement cyclique de l'acier

Les propriétés mécaniques tirées de l'essai de traction monotone sont utilisées pour caractériser le comportement de l'acier en compression et en cisaillement. Lorsque le matériau est soumis à des sollicitations sismiques, l'acier peut subir plusieurs cycles de chargement en régime inélastique. Il est donc requis de procéder à des essais cycliques sur des éprouvettes d'acier pour caractériser le comportement de l'acier sous ces conditions cycliques de chargement. En régime inélastique, le comportement cyclique est caractérisé par la combinaison de l'écrouissage cinématique décrit

précédemment et de l'écrouissage isotrope. Dans la figure 2-2, on présente schématiquement ces deux phénomènes d'écrouissage. L'écrouissage isotrope est caractérisé par une augmentation de la limite élastique à chaque cycle de chargement. Cet accroissement dépend principalement de la déformation plastique maximale subie dans le demi-cycle précédent. Par exemple, une éprouvette étirée jusqu'à une contrainte F_{ys} , supérieure à la limite élastique en raison de l'écrouissage cinématique, plastifiera à cette même contrainte lorsque sollicitée en compression après le renversement du chargement. La somme des contraintes de plastification dans les deux directions, la surface de plastification, est supérieure à deux fois la limite élastique ($2F_{ys} > 2F_y$). Si l'acier ne subissait que de l'écrouissage cinématique, la surface de plastification serait définie par $2F_y$.

De son côté, l'écrouissage cinématique est décrit par l'augmentation de la contrainte une fois la limite élastique atteinte. Telle qu'illustrée par la partie droite de la figure 2-2, la surface plastifiée n'est pas plus grande lorsque la sollicitation change de direction. La contrainte atteinte lors des cycles ultérieurs dépend uniquement de la limite élastique de l'acier.

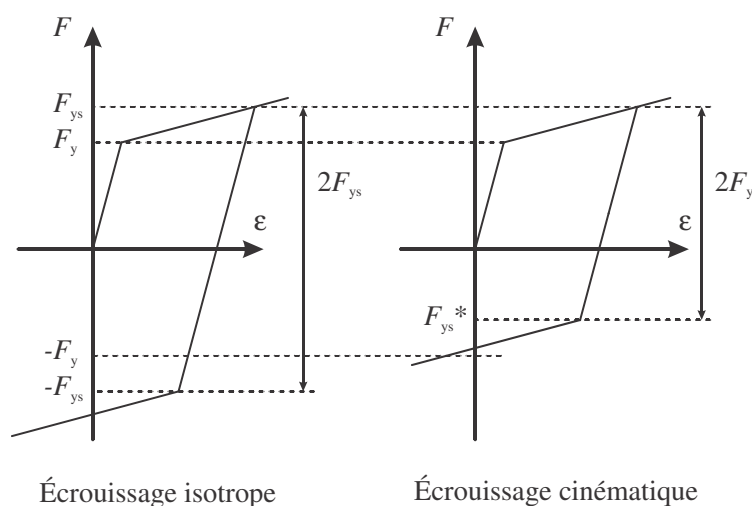


Figure 2-2: Comportement cyclique de l'acier structural : a) écrouissage isotrope ; b) écrouissage cinématique.

On présente à la figure 2-3 la combinaison de ces deux effets sous un cycle de chargement complet. Le module d'élasticité en régime plastique, E_t , est le résultat de l'écrouissage cinématique alors que l'augmentation de la résistance (« growth ») est le résultat de l'écrouissage isotrope. La valeur de E_t diminue généralement avec le nombre de cycles appliqués ou lorsque l'on augmente la déformation plastique dans un demi-cycle. Dans la figure, on montre aussi l'effet de *Bauschinger*

qui est une autre particularité du comportement cyclique de l'acier en régime inélastique. Contrairement au comportement de la figure 2-2, après avoir subi une première excursion plastique dans une direction, la plastification de l'acier débute à une contrainte plus faible et il y a une transition entre les phases élastique et plastique lorsque la sollicitation change de direction et que la plastification est atteinte dans le demi-cycle suivant.

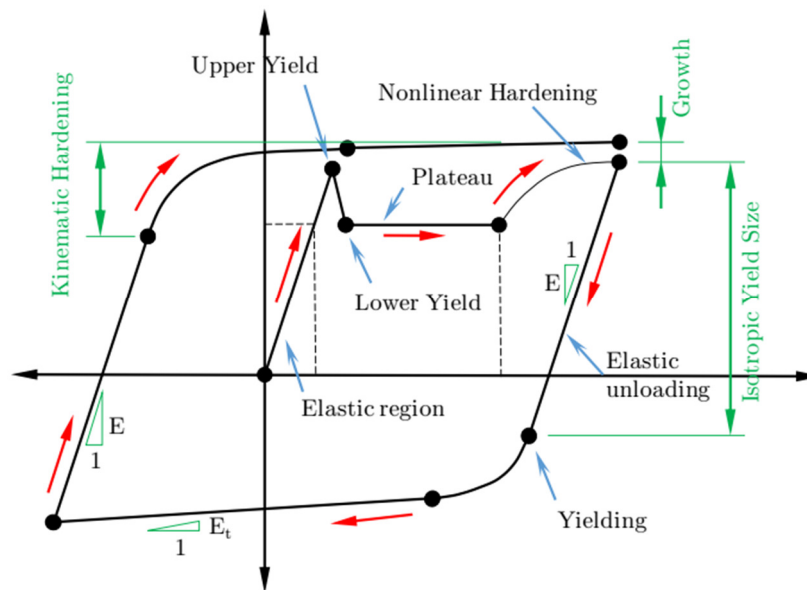


Figure 2-3: Schématisation de la courbe contrainte-déformation de l'acier structure sous une sollicitation cyclique. (Dehghani, 2016)

Dans ces figures, les courbes illustrent le comportement obtenu d'essais cycliques sur des éprouvettes de faible longueur durant lesquels il n'y a pas eu d'instabilité de l'éprouvette lorsqu'elle est comprimée. Si c'était le cas, la pente du module tangent, E_t , serait affaiblie par l'instabilité.

Dans les pièces en acier fabriquées par profilage à chaud, le refroidissement de la pièce après le profilage induit généralement des contraintes résiduelles sur la section de la pièce : des parties de la section sont soumises à de la compression alors que d'autres parties de la section sont sujettes à des contraintes normales de traction. Ces contraintes résiduelles donnent lieu à une transition entre les phases élastique et plastique lors de la première plastification de la pièce puisque la plastification se produit plus rapidement dans certaines parties de la section et plus tard dans les autres parties. L'aire de la section des éprouvettes tirées d'une pièce d'acier est trop faible pour

qu'on y retrouve des contraintes résiduelles. Les effets des contraintes résiduelles ne peuvent donc pas être caractérisés à partir d'essais sur des éprouvettes.

2.1.3 Modélisation du comportement de l'acier

Dans les logiciels par éléments finis, plusieurs modèles sont proposés pour permettre de reproduire et de tenir compte dans les analyses du comportement des matériaux observés en laboratoire. Pour la plupart de ces modèles, l'utilisateur doit généralement spécifier la valeur de plusieurs paramètres qui régissent le comportement du matériau. Dans cette section, on présente deux modèles qui sont disponibles pour l'acier dans le logiciel *OpenSees* (McKenna & Fenves, 2015) et un modèle utilisé couramment pour l'acier dans le logiciel *Abaqus* (Simulia, 2011). La calibration détaillée de ces modèles (choix des paramètres) est présentée au chapitre 4.

2.1.3.1 *OpenSees* – *Steel02*

Pour la simulation du comportement de l'acier, la base de données d'*OpenSees* offre plusieurs possibilités telles que les modèles *Steel02* et *Steel4*. Le premier est basé sur le modèle *Giuffré-Menegotto-Pinto* qui inclut l'effet combiné des écrouissages isotrope et cinématique. On présente à la figure 2-4 la courbe caractéristique du matériau *Steel02* pour un chargement monotone avec les paramètres F_y , E et b . Les modules d'élasticité et tangent sont représentés par E et E_t , où $E_t = b \times E$. Le paramètre b décrit donc l'écrouissage cinématique. Le matériau est dit bilinéaire puisqu'il ne comporte que deux rigidités associées aux régimes élastique et plastique.

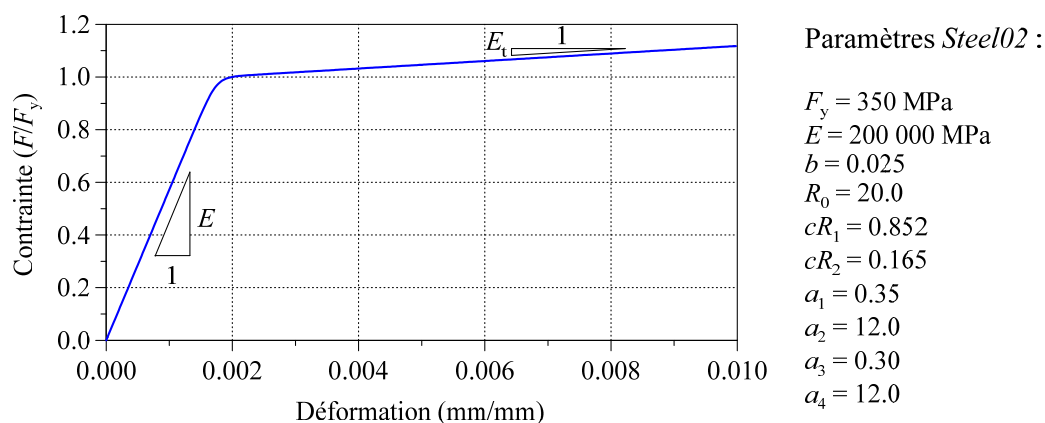


Figure 2-4: Courbe contrainte-déformation obtenue du modèle *Steel02* pour un chargement monotone.

Le matériau *Steel02* peut simuler le comportement cyclique avec les paramètres R_0 , cR_1 , cR_2 , a_1 , a_2 , a_3 et a_4 . L'effet de *Bauschinger* est caractérisé par les paramètres R_0 , cR_1 et cR_2 qui définissent une relation d'Osberg-Osgood pour la zone de transition entre les régimes élastique et inélastique. Les autres paramètres servent à définir l'écrouissage isotrope du matériau : a_1 et a_2 caractérisent l'écrouissage isotrope en compression alors que les paramètres a_3 et a_4 caractérisent l'écrouissage isotrope en traction. Dans la figure 2-5, on présente la courbe contrainte-déformation pour un chargement cyclique. Dans cet exemple, on a uniquement modélisé l'écrouissage isotrope en compression et l'effet de *Bauschinger* est illustré à l'aide de la courbe pointillée.

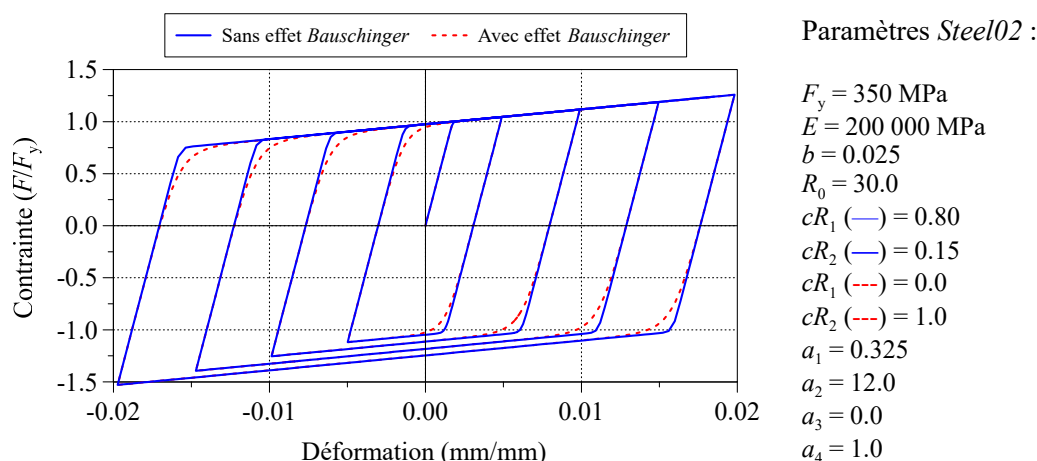


Figure 2-5: Courbe contrainte-déformation obtenue du modèle *Steel02* pour un chargement cyclique.

Dans la figure 2-5, toutefois, l'enveloppe de résistance en compression augmente à chaque cycle. Lorsque l'écrouissage isotrope n'est pas considéré, la surface de plastification est limitée par l'écrouissage cinématique du premier cycle. C'est le comportement que l'on observe en tension dans la figure. À noter que cette figure ne représente pas un comportement cyclique typique de l'acier puisque l'écrouissage isotrope pour ce matériau est le même en traction et en compression.

2.1.3.2 OpenSees – Steel4

Le modèle *Steel4* a été intégré récemment dans le logiciel *OpenSees* pour reproduire le comportement cyclique de l'acier (Zsarnóczy, 2013). Le code a été développé pour des diagonales confinées, mais il convient également à d'autres pièces d'acier structural. Ce modèle reprend les grandes lignes du modèle *Steel02*, tout en peaufinant quelques aspects, dont :

- L'écrouissage isotrope, défini par l'augmentation de l'enveloppe de résistance, est basé sur l'accumulation des déformations plastiques subies par le matériau dans les cycles précédents. Dans *Steel02*, l'écrouissage isotrope ne dépend que de la déformation maximale atteinte dans le demi-cycle précédent ;
- Le matériau peut avoir un comportement non symétrique en traction et en compression, ce qui permet de reproduire plus précisément le comportement asymétrique de certains éléments structuraux, comme les diagonales confinées ;
- Le matériau possède une mémoire des contraintes antérieurement appliquées. Lors d'un séisme, plusieurs cycles à différentes amplitudes sont appliqués et la mémoire du matériau évite de surestimer la contrainte lors d'un cycle de déchargement-rechargement. On montre à la figure 2-6 ce phénomène.

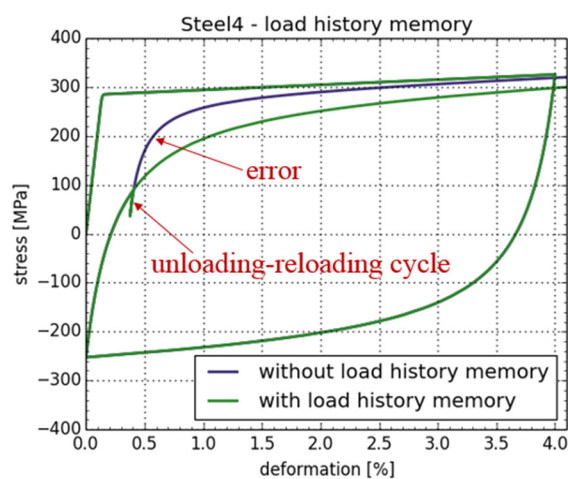


Figure 2-6: Historique de mémoire. © 1999,2000 The Regents of the University of California. All Rights Reserved.¹

Les définitions des paramètres principaux de *Steel4* sont données dans le tableau 2-1. Si la mémoire du matériau est prise en compte par l'ingénieur, celui-ci doit indiquer le nombre de demi-cycles sur lesquels la mémoire est basée. Par défaut, 50 demi-cycles sont employés. Si le matériau est

¹ <http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/copyright.php>

symétrique, il n'est pas requis de définir davantage de paramètres. Toutefois, si ce n'est pas le cas, tous les paramètres définissant l'écrouissage cinématique et isotrope se doivent d'être définis en double pour simuler le comportement en traction et en compression.

Tableau 2-1: Définition des paramètres de *Steel4*.

Paramètre	Définition	Écrouissage
F_y	Limite élastique de l'acier	-
E	Module élastique (rigidité initiale)	-
b_k	Ratio d'écrouissage cinématique	Cinématique
R_0	Contrôle la transition exponentielle entre l'asymptote initiale et de l'écrouissage	
r_1		
r_2		
b_i	Ratio d'écrouissage isotrope initial	Isotrope
b_l	Ratio d'écrouissage isotrope saturé	
ρ_i	Position de l'intersection entre les asymptotes initiale et saturée	
R_i	Contrôle la transition exponentielle entre les asymptotes initiale et saturée	
l_{vp}	Longueur du plateau plastique	

Pour visualiser l'effet de ces paramètres, la figure 2-7, tirée de la documentation d'*OpenSees*, est ajoutée et montre plusieurs possibilités du matériau *Steel4*.

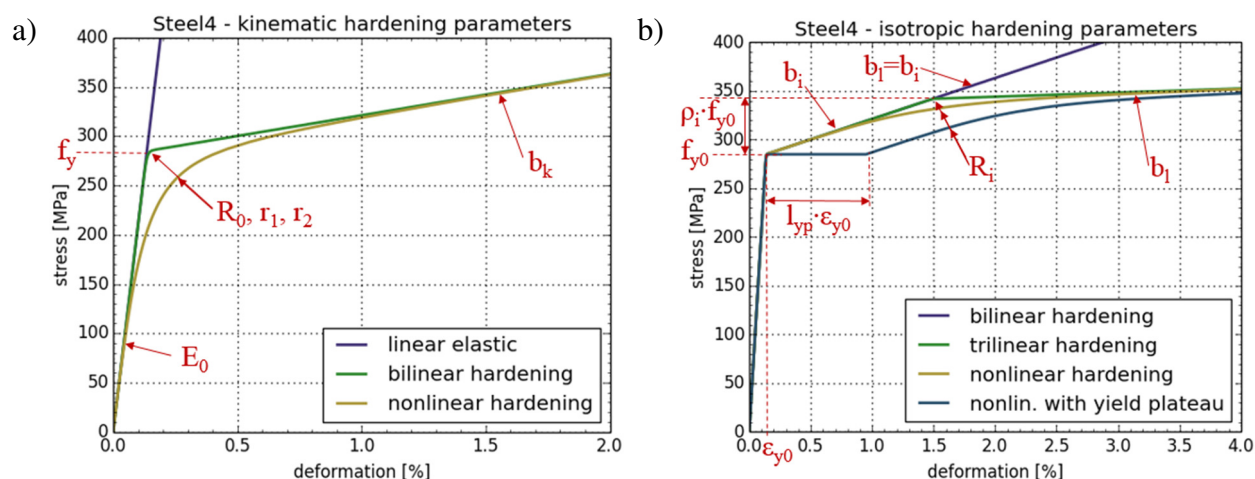


Figure 2-7: Schématisation des paramètres du matériau *Steel4* : a) écrouissage cinématique ; b) écrouissage isotrope. © 1999,2000 The Regents of the University of California. All Rights Reserved.¹

Une différence visible avec ce matériau est la prise en compte du plateau plastique. En observant la figure 2-7b, il est possible de constater que ce plateau retarde l'écrouissage cinématique dans le premier chargement.

2.1.3.3 Abaqus

Le dernier matériau utilisé dans ce projet provient du logiciel *Abaqus*. Tout comme *OpenSees*, des paramètres sont requis afin de caractériser l'écrouissage cinématique et l'écrouissage isotrope. La calibration de ces paramètres sera présentée à la section 4.2.1 pour un chargement monotone. L'écrouissage cinématique est défini par la superposition de plusieurs courbes enveloppe de forme exponentielle (Chaboche & Nouailhas, 1989) :

$$\alpha = \sum_{k=1}^N \alpha_k ; \alpha_k = \frac{C_k}{\gamma_k} \left(1 - e^{-\gamma_k \varepsilon^{pl}} \right) \quad (2-1)$$

Dans cette équation, N est le nombre de courbes enveloppe employé, C_k et γ_k sont les paramètres définissant chaque courbe et ε^{pl} est la déformation plastique réelle. Contrairement au logiciel *OpenSees*, le logiciel *Abaqus* utilise les déformations et contraintes réelles et non les déformations et contraintes de l'ingénieur. De plus, l'écrouissage cinématique peut avoir un comportement non linéaire (ÉCNL). Dans le logiciel, on permet d'utiliser jusqu'à 10 courbes pour caractériser la courbe de l'écrouissage cinématique. Plus le nombre de courbes est élevé, plus la courbe de l'écrouissage cinématique est lisse. Un exemple est montré à la figure 2-8. Dans cette figure, la sommation des courbes α_1 et α_2 permet de reproduire adéquatement un écrouissage progressif (comportement fictif pour l'exemple).

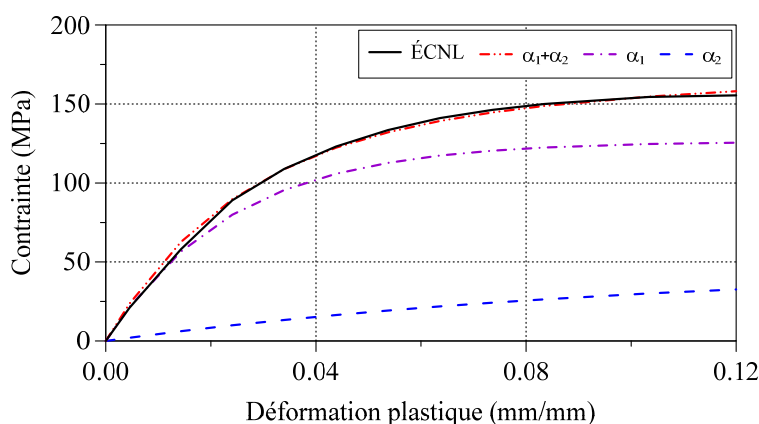


Figure 2-8: Modélisation de l'écrouissage cinématique dans le logiciel *Abaqus*.

L'écrouissage isotrope est modélisé d'une façon similaire à celle utilisée dans le modèle *Steel4*. Lorsqu'une sollicitation cyclique est appliquée à un matériau, la surface de plastification s'accroît selon une régression donnée. Dans la figure 2-9, on présente une courbe typique de l'écrouissage isotrope, σ_{iso} :

$$\sigma_{iso} = Q_{\infty} \left(1 - e^{-b \bar{\epsilon}^{pl}} \right) \quad (2-2)$$

où Q_{∞} est le gain maximal possible dû à l'écrouissage isotrope, b est le taux d'augmentation initial de la contrainte et $\bar{\epsilon}^{pl}$ est la déformation plastique réelle équivalente. Tel que montré à la figure 2-9, la courbe est aussi de forme exponentielle où la contrainte atteint une asymptote représentant le gain maximal possible, Q_{∞} . Pour l'exemple montré sur la figure, le gain maximal est de 50 MPa.

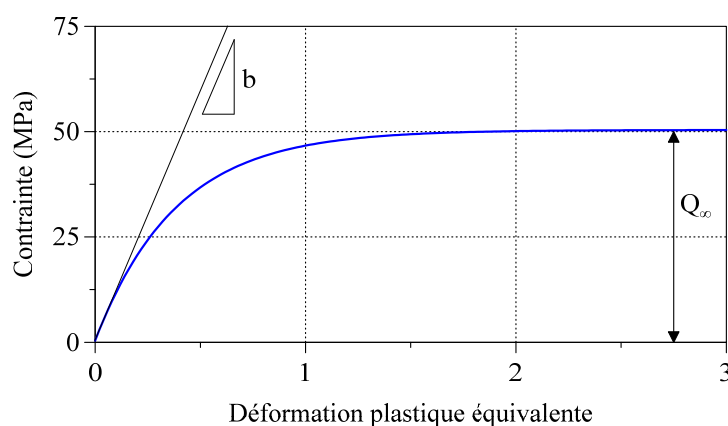


Figure 2-9: Modélisation de l'écrouissage isotrope dans le logiciel *Abaqus*.

Contrairement au modèle *Steel4*, le plateau plastique ne peut être défini dans le logiciel *Abaqus*. Pour rappel, le plateau plastique est observé avant que ne débute l'écrouissage cinématique dans le premier cycle.

2.2 Conception parasismique des contreventements concentriques en acier

Dans cette section, on présente les exigences et recommandations de la norme canadienne des structures d'acier CSA S16 (CSA, 2014) et du code national du bâtiment du Canada 2010 (CNRC, 2010) pour la conception parasismique des éléments structuraux des contreventements concentriques en treillis. Les règles particulières pour les contreventements en treillis à segments multiples (CCSM) sont décrites à la section 2.3. Dans un premier temps, on présente le concept de

calcul par capacité. Par la suite, les règles de conception des diagonales et des poteaux des contreventements sont décrites.

2.2.1 Calcul basé sur la capacité

Les règles de conception parasismique des systèmes de résistance aux forces sismiques (SRFS) en acier sont données dans l'article 27 de la norme CSA S16-14. Pour tous les systèmes conçus avec un facteur R_d supérieur à 1,5, on exige d'appliquer un calcul basé sur la capacité tout en permettant de limiter la force latérale sismique par la valeur calculée avec $R_d R_o = 1,3$. Dans la norme CSA S16, les contreventements concentriques sont permis dans les catégories de contreventement à ductilité modérée (type MD, $R_d = 3,0$, $R_o = 1,3$), à ductilité limitée (type LD, $R_d = 2,0$, $R_o = 1,3$) et de construction conventionnelle (type CC, $R_d = 1,5$, $R_o = 1,3$).

Dans un calcul basé sur la capacité, l'énergie reçue d'un tremblement de terre est dissipée sous forme de déformations plastiques dans un élément ou mécanisme nommé fusible. Dans le cas des contreventements concentriques, les diagonales sont les éléments qui dissipent l'énergie. Les mécanismes impliqués sont la plastification de la diagonale travaillant en traction et le flambement inélastique, avec rotation plastique, de la diagonale travaillant en compression. Le comportement typique d'une diagonale soumise à une déformation axiale cyclique est présenté à la figure 2-10. Dans cette figure, la diagonale est initialement comprimée et la résistance à la compression maximale C_u est atteinte lors du premier flambement. Après ce premier flambement, on note une dégradation de la résistance découlant principalement de la déformation latérale que subit la diagonale lors du flambement global. À chaque cycle, la résistance en compression diminue également en raison des déformations transversales résiduelles subies dans les cycles précédents. La résistance post-flambement en compression de la diagonale est désignée C'_u . En traction, la diagonale atteint toujours au minimum la résistance maximale de la section AF_y . On note des efforts supérieurs à 1,0 due à l'écrouissage du matériau. La rupture survient généralement en traction, la plupart du temps suite au voilement local des parois de la section de la diagonale localisé dans la rotule plastique lors du demi-cycle précédent en compression.

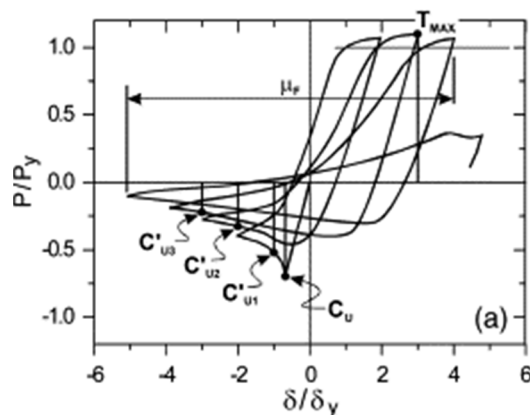


Figure 2-10: Hystérésis d'une diagonale soumise à une sollicitation cyclique. (Tremblay, 2002)

Pendant un séisme, les autres éléments structuraux du SRFS doivent être en mesure de supporter les efforts provenant du mécanisme de dissipation d'énergie tout en demeurant stables. Ces efforts correspondent à la résistance probable des diagonales tendues (T_u) et comprimées (C_u et C'_u) calculées avec la limite élastique probable de l'acier. Les équations données dans la norme CSA S16-14 sont :

$$T_u = A R_y F_y \quad (2-3)$$

$$C_u = \min(A R_y F_y; 1, 2 C_r / \phi) \quad (2-4)$$

$$C'_u = \min(0, 2 A R_y F_y; C_r / \phi) \quad (2-5)$$

Dans ces équations, A est l'aire de la section d'acier, R_y est un facteur pour tenir compte de la différence entre les limites élastiques probable et nominale de l'acier, F_y est la limite élastique nominale de l'acier et C_r est la résistance pondérée à la compression de la diagonale. Selon la norme CSA S16-14, le facteur R_y vaut 1,1 sauf que la limite élastique probable, $R_y F_y$, doit au minimum être de 460 MPa pour les profilés HSS et de 385 MPa pour les autres profilés. Dans ces équations, la résistance à la compression, C_r , est aussi calculée avec $R_y F_y$.

L'article 27.5.3.4 demande de vérifier les éléments ne faisant pas partie du mécanisme de dissipation d'énergie pour les deux conditions de chargements suivantes :

- Les diagonales comprimées atteignent leur résistance maximale probable C_u ;
- Les diagonales comprimées atteignent leur résistance post-flambement C'_u .

Pour ces deux scénarios, l'effort dans les diagonales tendues est la résistance maximale probable T_u . Toutefois, il n'est pas nécessaire que le cisaillement repris par le contreventement tel que calculé avec les efforts T_u , C_u et C'_u excède celui calculé avec $R_d R_o = 1,3$. En effet, il est possible que les diagonales soient surdimensionnées à cause des limites qui leur sont imposées (voir la section 2.2.2). Lorsque c'est le cas, il faut procéder à une redistribution des efforts basée sur le cisaillement calculé avec $R_d R_o = 1,3$.

2.2.2 Dimensionnement des diagonales

La première étape dans la conception d'un contreventement consiste à dimensionner les diagonales car la conception des autres éléments structuraux (assemblages, bielles, poteaux) est effectuée avec les efforts correspondant à la résistance des diagonales. Pour un bâtiment d'un seul étage, comme ceux décrits dans ce mémoire, les efforts de conception dans les diagonales sont principalement induits par la charge horizontale sismique, ou cisaillement à la base du bâtiment. Les méthodes d'analyse et hypothèses permettant d'obtenir la force sismique équivalente seront présentées au chapitre 6. On doit aussi inclure les effets de stabilité et les efforts dus aux charges de gravité. Lorsque l'effort pondéré de compression C_f dans les diagonales est connu, on choisit la section des diagonales qui offre une résistance pondérée $C_r \geq C_f$. Le détail du calcul de C_f et de C_r est donné plus bas.

Cette approche de conception suppose que l'effort sismique est repris par les diagonales comprimées et tendues, ce qui sera le cas pour les structures étudiées dans ce mémoire. La norme CSA S16 permet aussi de concevoir les diagonales en supposant que les charges sismiques sont entièrement reprises par les diagonales travaillant en tension, c'est-à-dire que l'on néglige la contribution des diagonales comprimées. Cette autre approche n'a pas été retenue pour les CCSM étudiées dans ce projet.

Le concepteur doit aussi s'assurer que les diagonales respectent les critères de l'article 27 visant à assurer un comportement inélastique cyclique adéquat : limites sur l'élancement de la diagonale et limites sur les ratios largeur-épaisseur des parois de la section. Ces limites sont décrites dans les prochaines sections.

2.2.2.1 Résistance à la compression

L'effort de compression, C_f , provient de la combinaison $1,0D + 1,0E + 0,25S$. Le premier terme de cette combinaison est l'effort axial dû aux charges de gravité qui se transmet dans les diagonales. Le second terme est l'effort sismique transféré aux diagonales et inclut les effets de stabilité décrits ci-dessous. Cet effort est calculé selon les exigences du CNBC 2015. La résistance à la compression, C_r , est calculée selon l'article 13 de la norme CSA S16 pour une section doublement symétrique :

$$C_r = \frac{\phi A F_y}{\left(1 + \lambda^{2n}\right)^{\frac{1}{n}}} \quad (2-6)$$

Dans cette équation, ϕ est le coefficient de résistance de l'acier structural ($\phi = 0,9$), A est l'aire de la section, F_y est la contrainte élastique du matériau (345 MPa), λ est la racine du ratio entre la contrainte élastique et critique et le paramètre n définit le groupe de profilé utilisé. À noter que la contrainte élastique du matériau n'est pas majorée pour la conception des diagonales, comme dans le calcul par capacité. Pour le cas des HSS formés à froid, le paramètre n vaut 1,34. Pour d'autres types de profilés, il faut se référer à la norme CSA S16. L'équation permettant de calculer le paramètre λ est donnée par :

$$\lambda = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (2-7)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

Dans ces équations, la contrainte F_e est la contrainte de flambement élastique de la diagonale. Dans la norme CSA S16, on demande de considérer la valeur la plus faible obtenue pour les modes de flambement en flexion, en torsion ou flexion-torsion. Toutefois, les profilés HSS ont une section doublement symétrique et une très grande rigidité en torsion. Seul le flambement en flexion est alors considéré. Dans ces équations, KL est la longueur effective de la diagonale où K est le coefficient d'élancement et r est le rayon de giration de la section d'acier. Pour les contreventements en X, on peut utiliser une valeur de 0,45 pour le coefficient d'élancement K des

diagonales des contreventements en X, ceci afin de tenir compte de la longueur des assemblages aux extrémités et du support apporté par la diagonale tendue à la jonction des diagonales.

Il est important de noter que les efforts pondérés C_f doivent inclure les effets de stabilité. Ceci inclut l'effet des charges horizontales fictives égales à 0,5% des charges de gravité et les effets P-Delta. Pour les effets P-delta, la norme CSA S16-14 requiert d'amplifier l'effet des charges horizontales totales, charges sismiques et charges fictives, par le facteur U_2 donné par :

$$U_2 = 1 + \frac{\sum C_f R_d \Delta_f}{\sum V_f h} \leq 1,4 \quad (2-8)$$

où $\sum C_f$ correspond à la somme des efforts axiaux pondérés dans tous les poteaux qui sont stabilisés par le contreventement, Δ_f est le déplacement latéral élastique causé par la charge sismique V , $\sum V_f$ est la somme des charges pondérées latérales sous l'étage et h est la hauteur de l'étage. Dans le commentaire J du CNBC, on permet cependant de négliger les effets P-delta si la valeur du facteur U_2 est inférieure à 1,1.

2.2.2.2 Élancement de la diagonale

Pour avoir un comportement ductile durant une sollicitation sismique, la norme exige que le rapport KL/r des diagonales n'excède pas une valeur de 200 afin d'assurer un minimum de dissipation d'énergie en compression. Une limite inférieure de 70 est exigée et vise à prévenir la rupture prématurée des diagonales.

2.2.2.3 Ratios largeur-épaisseur des parois

Dans un dimensionnement parasismique, les diagonales doivent également respecter les critères concernant l'élancement des parois de la section. Le rôle de ces limites est d'empêcher l'instabilité par voilement local. Le profilé peut ainsi atteindre et maintenir les résistances anticipées présentées à la section 2.2.1. Si le bâtiment est situé dans une région où $I_E F_a S_a(0,2) \geq 0,35$, les limites suivantes s'appliquent pour les profilés HSS :

- a) $\frac{b_{el}}{t} \leq \frac{330}{\sqrt{F_y}}$ lorsque $\frac{KL}{r} \leq 100$;
- b) $\frac{b_{el}}{t} \leq \frac{420}{\sqrt{F_y}}$ lorsque $\frac{KL}{r} = 200$; et

c) Interpolation lorsque $100 < \frac{KL}{r} < 200$.

Pour d'autres sections, il faut se référer à l'article 27.5.3.2 de la norme CSA S16. Dans ces équations, b_{el} est la longueur effective des parois et, pour un HSS, il s'agit de la dimension nominale extérieure réduite de quatre fois l'épaisseur des parois. À noter que l'épaisseur nominale de la pièce est multipliée par le facteur de 0,93 pour la conception.

2.2.3 Dimensionnement des poteaux

Les poteaux dans une structure doivent résister aux effets des charges de gravité qu'il supportent, seuls ou en combinaison avec les effets des séismes ou du vent. Les combinaisons de charges du CNBC 2015 devant être considérées pour les poteaux sont données au tableau 2-2.

Pour les poteaux des contreventements d'une structure où les charges sismiques sont plus importantes que le vent, la combinaison la plus critique pour l'effort pondéré de compression C_f est habituellement celle qui comprend les charges de gravité et les charges sismiques ($1,0D + 1,0E + 0,5L + 0,25S$). Dans ce cas, les efforts sismiques E correspondent aux efforts de compression imposés par les diagonales qui atteignent leur résistance probable T_u , C_u ou C'_u .

Pour les colonnes gravitaires, on ne considère habituellement que les deux premières combinaisons s'il s'agit de colonnes intérieures. Les colonnes extérieures, que ce soit des colonnes gravitaires ou de contreventement, peuvent être soumises à des moments de flexion dus à la pression du vent sur les parois de mur. On doit alors vérifier ces colonnes pour les deux combinaisons comprenant les effets du vent.

Dans les structures multi-étagées soumises aux effets des séismes, les poteaux peuvent aussi être soumis à des moments de flexion causés par des déplacements interétage qui diffèrent d'un étage à l'autre pendant la durée du séisme. Dans la norme CSA S16-14, on exige que les colonnes des contreventements soient conçues pour reprendre, en plus de l'effort C_f décrit ci-dessus, un moment de flexion additionnel $M_f = 0,2M_{pc}$, où M_{pc} est le moment plastique de la colonne. Ce moment agit dans le plan du CCSM correspondant à la direction des charges sismiques qui sont considérées. Il n'est pas nécessaire de considérer ces moments de flexion pour les colonnes d'un bâtiment d'un seul étage, comme les bâtiments considérés dans cette étude. Il n'est pas nécessaire non plus de considérer ces moments additionnels pour les colonnes gravitaires car ces colonnes sont conçues

pour résister aux charges de gravité seules et on peut démontrer qu'elles peuvent résister aux charges de gravité réduites à considérer avec les charges sismiques tout en résistant aux moments additionnels.

Tableau 2-2: Combinaisons d'efforts utilisées dans le dimensionnement des poteaux.

Charges	Combinaisons
Gravité seulement	1,25D + 1,5L + 0,5S
	1,25D + 0,5L + 1,5S
Gravité plus sismique	1,0D + 1,0E + 0,5L + 0,25S
	1,0D + 1,0E
Gravité plus vent	1,25D + 1,5S + 0,4W
	1,25D + 1,4W + 0,5S

2.2.3.1 Élancement des parois

La norme CSA S16 définit 4 classes différentes pour caractériser la résistance au voilement local de la section des membrures : classes 1 à 4. Le voilement local peut survenir lorsque des parois minces sont soumises à des contraintes de compression dues à un effort de compression et/ou de flexion. Une section de classe 1 sera plus robuste et résistera davantage au voilement local qu'une section de classe 4. Pour une pièce en flexion, une section de classe 1 ou 2 permettra d'atteindre le moment plastique M_p , une section de classe 3 ne pourra atteindre que le moment élastique maximal M_y , et une section de classe 4 subira un voilement local avant d'atteindre le moment M_y .

La norme CSA S16 exige que la section des colonnes gravitaires soit de classe 3 ou meilleure. Pour un poteau soumis uniquement à un effort axial de compression, les critères pour une section en I de classe 3 sont : le ratio b_{el}/t doit être inférieur à $200/\sqrt{F_y}$ pour les semelles et le ratio h/w de l'âme doit être inférieur à $670/\sqrt{F_y}$. Pour une pièce comprimée et fléchie, les critères de classe 3 sont donnés au tableau 2-3. Selon l'article 27 de la norme, un poteau faisant partie du SRFS (colonnes du contreventement) doit rencontrer les limites des sections de classe 1 ou 2 pour une pièce soumise à de la compression et de la flexion combinées. Ces critères sont aussi donnés au tableau 2-3. Dans ce tableau, pour un profilé en I, b_{el} correspond à la longueur d'une demi-semelle, h à la profondeur de l'âme entre les semelles, w à l'épaisseur de l'âme, C_f à la charge axiale pondérée et C_y à la résistance à la compression de la pièce ($C_y = AF_y$).

Tableau 2-3: Limites applicables sur la classification des sections des pièces soumises à des efforts de compression et de flexion combinés.

Classe	Âme	Semelle (Axe fort)
1	$\frac{h}{w} \leq \frac{1100}{\sqrt{F_y}} \left(1 - \frac{0,39C_f}{\phi C_y} \right)$	$\frac{b_{el}}{t} \leq \frac{145}{\sqrt{F_y}}$
2	$\frac{h}{w} \leq \frac{1700}{\sqrt{F_y}} \left(1 - \frac{0,61C_f}{\phi C_y} \right)$	$\frac{b_{el}}{t} \leq \frac{170}{\sqrt{F_y}}$
3	$\frac{h}{w} \leq \frac{1900}{\sqrt{F_y}} \left(1 - \frac{0,65C_f}{\phi C_y} \right)$	$\frac{b_{el}}{t} \leq \frac{200}{\sqrt{F_y}}$

2.2.3.2 Résistance à la compression

Pour la résistance en compression, on doit vérifier le flambement en flexion dans les deux plans. Les équations présentées à la section 2.2.2 sont applicables dans cette section avec quelques modifications. Le coefficient d'élancement K est pris égal à 1,0 dans les deux plans. La connexion de la colonne au niveau de la fondation, des étages et du toit est supposée articulée pour la conception. En réalité, les tiges d'ancrage à la base des colonnes fournissent une certaine retenue en rotation et la condition de fixité se situe entre l'articulation et l'encastrement. Toutefois, l'hypothèse d'une base articulée permet d'obtenir une conception conservatrice pour la colonne. Outre ce changement, le rayon de giration r de la section dépend du plan de flambement pour lequel la résistance est calculée (r_x ou r_y).

La résistance à la torsion doit être calculée pour une section en I, car il est possible d'observer du flambement en torsion pour ce type de section. En plus de l'équation (2-6) qui doit être calculée dans les deux plans pour le flambement en flexion, la contrainte élastique de flambement en torsion autour de l'axe z doit être calculée :

$$F_{cz} = \left(\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right) \frac{1}{A \bar{r}_0^2}; \bar{r}_0^2 = r_x^2 + r_y^2 \quad (2-9)$$

où C_w représente la constante de gauchissement de la section, G est le module de cisaillement de l'acier structural, J est la constante de torsion de St-Venant et $K_z L_z$ est la longueur effective en torsion du poteau. La norme suggère de prendre $K_z = 1,0$ pour demeurer conservateur. Avec la

valeur de F_{ez} de l'équation (2-9), on détermine λ_z avec l'équation (2-7). Ensuite, on retient la plus grande valeur de λ entre λ_x , λ_y et λ_z pour la résistance à la compression finale.

2.2.3.3 Résistance à la flexion

Pour les colonnes des contreventements et les colonnes de gravité soumises à des moments de flexion, on doit vérifier la résistance sous l'effet des efforts de flexion combinés aux efforts axiaux de compression. On présente ici les équations de la résistance à la flexion des colonnes faites de profilés en I. Pour d'autres types de sections, il faut se référer à la norme CSA S16. Les équations pour une membrure latéralement supportée et non supportée sont présentées dans cette section.

Membrures latéralement supportées (solicitation dans le plan du CCSM)

Un poteau fléchi autour de son axe faible est en mesure d'atteindre le moment plastique, M_{py} , de la section (classe 1 et 2) ou le moment élastique maximal, M_{yy} , (classe 3) avant qu'une instabilité locale ne survienne. On observe ce comportement peu importe la longueur non supportée de la colonne car le déversement sous un moment de flexion autour de l'axe faible n'est pas possible. Les équations pour calculer la résistance pondérée M_r pour les deux cas sont :

$$M_r = \phi Z F_y = \phi M_p \quad (2-10)$$

$$M_r = \phi S F_y = \phi M_y \quad (2-11)$$

où Z est le module plastique de la section et S est le module élastique de la section.

Membrures latéralement non supportées (solicitation hors du plan du CCSM)

Contrairement à une colonne fléchie autour de son axe faible, une colonne avec une section en I non retenue latéralement peut déverser sous l'action d'un moment de flexion autour de son axe fort. Le déversement est un mode d'instabilité qui combine flexion autour de l'axe faible et torsion. Ce dernier se produit lorsque la longueur non supportée de la semelle comprimée, L_{ns} , est trop grande. Pour calculer la résistance au déversement, la première étape consiste à déterminer le moment critique élastique, M_u , de la membrure :

$$M_u = \frac{\omega_2 \pi}{L_{ns}} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_u} \right)^2 I_y C_w} \quad (2-12)$$

Dans cette équation, ω_2 est un coefficient qui tient compte de plusieurs facteurs dont la variation du moment de flexion sur la longueur L_{ns} et I_y est le moment d'inertie par rapport à l'axe faible de la section. Pour une section de classe 1 ou 2, cette valeur est ensuite comparée à M_p afin de calculer la résistance finale en utilisant :

Lorsque $M_u > 0,67M_p$ (déversement inélastique) :

$$M_r = 1,15\phi M_p \left[1 - \frac{0,28M_p}{M_u} \right] \leq \phi M_p \quad (2-13)$$

Lorsque $M_u \leq 0,67M_p$ (déversement élastique) :

$$M_r = \phi M_u \quad (2-14)$$

Pour une section de classe 3, le calcul est identique sauf que l'on utilise M_y au lieu de M_p . Dans le cas où le moment est constant sur la longueur L_{ns} , le facteur ω_2 est égal à 1,0 (cas de référence). Plusieurs valeurs de ω_2 ont été proposées pour tenir compte d'autres conditions de chargement imposées à la membrure. Par exemple, lorsque le moment varie non linéairement sur la longueur L_{ns} , on recommande dans la norme CSA S16 d'utiliser l'équation suivante :

$$\omega_2 = \frac{4M_{\max}}{\sqrt{M_{\max}^2 + 4M_a^2 + 7M_b^2 + 4M_c^2}} \leq 2,5 \quad (2-15)$$

où M_a est le moment à $L_{ns}/4$, M_b est le moment à $L_{ns}/2$, M_c est le moment à $3L_{ns}/4$ et M_{\max} est le moment maximal sur la longueur L_{ns} . Si le moment varie linéairement sur la longueur L_{ns} , une équation simplifiée est aussi proposée dans la norme CSA S16 :

$$\omega_2 = 1,75 + 1,05\kappa + 0,3\kappa^2 \leq 2,5 \quad (2-16)$$

où κ est le ratio entre le plus petit et le plus grand moment pondéré, positif si la pièce est en courbure double et négatif pour une courbure simple.

Pour les colonnes des contreventements devant être conçus pour les moments additionnels dus aux sollicitations sismiques, on recommande dans le commentaire de la norme CSA S16-14 de

considérer le cas le plus critique, soit $\omega_2 = 1,0$ ($\kappa = -1,0$). Pour les colonnes extérieures des contreventements ou gravitaires soumises à des moments de flexion dus au vent, on utilise la valeur du facteur ω_2 qui représente le mieux les conditions de chargement.

2.2.3.4 Interaction compression-flexion

Les colonnes qui doivent résister à la fois à des efforts de compression et à des moments de flexion doivent satisfaire les équations d'interaction de l'article 13.8 de la norme CSA S16 :

$$\frac{C_f}{C_r} + \frac{0,85U_{1x}M_{fx}}{M_{rx}} + \frac{\beta U_{1y}M_{fy}}{M_{ry}} \leq 1,0 \text{ pour une classe 1 ou 2} \quad (2-17)$$

$$\frac{C_f}{C_r} + \frac{U_{1x}M_{fx}}{M_{rx}} + \frac{U_{1y}M_{fy}}{M_{ry}} \leq 1,0 \text{ pour une classe 3} \quad (2-18)$$

Les colonnes des contreventements discutés dans ce mémoire doivent satisfaire les limites de section de classe 1 ou 2. La première équation est donc celle qui s'applique pour ces poteaux. La seconde équation peut s'appliquer aux colonnes gravitaires de classe 3. Dans ces équations, U_1 est le coefficient tenant compte du gradient de moment et des effets de second ordre (effets de la force axiale agissant sur la membrure déformée), M_f est le moment pondéré maximum sur la longueur de la membrure et β est le coefficient qui tient compte de la distribution de la plasticité pour la flexion autour de l'axe faible. Ce paramètre est calculé selon :

$$\beta = 0,6 + 0,4\lambda_y \leq 0,85 \quad (2-19)$$

On utilise les équations (2-17) et (2-18) pour vérifier les trois états limites décrits au tableau 2-4. Pour les sections en I de classes 1 et 2, un quatrième état limite (rupture en flexion) doit aussi être vérifié. Il est donné par l'équation (2-20).

Tableau 2-4: Calculs de C_r et M_r selon les clauses de l'article 13.8.

Vérification (rupture)	Résistance à la compression (C_r)	Résistance à la flexion (M_r)	Effet de premier ordre (U_1)
Résistance de la section (plastification et voilement local)	$\lambda_x = \lambda_y = \lambda_z = 0$	Calculs pour une poutre latéralement supportée	U_{1x} et $U_{1y} \geq 1,0$
Stabilité dans le plan de flexion (flambement en flexion)	Si $M_{fy} = 0$, λ_x ; Si $M_{fx} = 0$, λ_y ; et Si M_{fy} et $M_{fx} \neq 0$, $\max(\lambda_x, \lambda_y)$	Calculs pour une poutre latéralement supportée	U_{1x} et $U_{1y} \geq 1,0^*$
Stabilité hors du plan de flexion (flambement en flexion-torsion)	$\max(\lambda_y, \lambda_z)$	M_{ry} pour une poutre latéralement supportée et M_{rx} pour une poutre latéralement non supportée	$U_{1x} \geq 1,0$ et $U_{1y} \geq 0^*$
Résistance à la flexion uniaxiale ou biaxiale (plastification, voilement local et/ou déversement)	-	M_{ry} pour une poutre latéralement supportée et M_{rx} pour une poutre latéralement non supportée	-

* Membrures considérées contreventées.

$$\frac{M_{fx}}{M_{rx}} + \frac{M_{fy}}{M_{ry}} \leq 1,0 \quad (2-20)$$

Pour les deux plans de flexion, le facteur U_1 est calculé de :

$$U_1 = \frac{\omega_1}{1 - \frac{C_f}{C_e}} \quad (2-21)$$

où C_e est la résistance au flambement d'Euler donnée par :

$$C_e = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (2-22)$$

Dans cette équation, le moment d'inertie I dépend du plan de flexion et L est la longueur considérée. Le coefficient ω_1 tient compte de la distribution du moment de flexion sur la longueur de la colonne :

$$\omega_1 = 0,6 - 0,4\kappa \geq 0,4 \quad (2-23)$$

Dans cette équation, le facteur κ est le même que celui présenté dans l'équation (2-16). Lorsque la membrure est sujette à une charge distribuée ou bien à une série de charges ponctuelles entre les supports, ω_1 peut être pris égal à 1,0. Qui plus est, si la membrure est sujette à une charge ou un moment ponctuel entre les supports, une valeur de 0,85 doit être utilisée. Pour les poteaux des contreventements soumis aux moments de flexion additionnels dus aux sollicitations sismiques, on utilise la valeur de κ ($= -1,0$) suggérée pour le calcul du facteur ω_2 (CSA, 2014).

2.3 Conception parasismique des CCSM

Sous l'effet des charges latérales, des déformations inélastiques se concentrent dans un des segments du CCSM. Ces déformations produisent de la flexion dans les poteaux du CCSM qui se combinent aux efforts axiaux déjà présents dans les poteaux. Dans cette section, on traite des règles de dimensionnement spécifiques aux poteaux et aux bielles des CCSM, des travaux de recherche récents sur les CCSM et les études récentes sur la participation des colonnes gravitaires aux effets des séismes.

2.3.1 Règles de conception des CCSM de la norme CSA S16

Dans la norme CSA S16, la procédure pour la conception parasismique des CCSM est identique à celles des autres contreventements concentriques. Cependant, depuis 2009, des règles particulières ont été ajoutées pour les CCSM des catégories MD et LD. Ces règles portent sur la nécessité d'inclure des bielles entre chaque segment et de concevoir les colonnes pour résister aux efforts de flexion causés par les déformations latérales inélastiques qui se concentrent dans un segment. Les bielles permettent de résister à la résultante horizontale des forces déséquilibrées dans les diagonales après le flambement des diagonales (cas T_u et C'_u) et d'assurer le transfert des charges horizontales dans les diagonales entre le toit et la fondation. La conception des bielles est discutée plus bas.

2.3.2 Conception des poteaux des CCSM

Pour les poteaux, la flexion combinée à des efforts de compression élevés peut mener à l'instabilité des colonnes et, éventuellement, à la ruine de l'ouvrage. Afin d'éviter cet état limite ultime, la

norme CSA S16-14 stipule que les colonnes des CCSM doivent résister à la combinaison des efforts suivants et illustrée à la figure 2-11 :

- les charges gravitaires ;
- les efforts axiaux, les cisaillements et les moments de flexion induits par la plastification et le flambement des diagonales au déplacement anticipé au toit ($R_d R_o \Delta_e / I_E$) obtenu d'une analyse incrémentale non linéaire en supposant que la plastification de la diagonale tendue survient dans un seul des segments. Pour le bâtiment à l'étude, le facteur de risque sismique est posé égal à 1,0 faisant référence à une catégorie de risque normal ; et
- une charge hors plan située au niveau de la connexion poteau-bielle-diagonales d'une amplitude de 2% de l'effort axial factorisé dans la colonne sous cette connexion. Cette force est uniquement prise en compte dans la colonne comprimée du CCSM pour la combinaison de chargement $1,0D + 1,0E + 0,25S$.

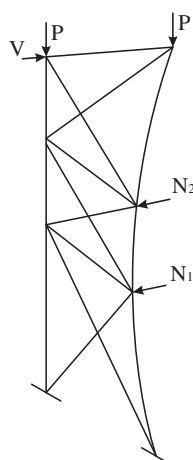


Figure 2-11: Règles de conception des CCSM.

Pour le second point, on recommande dans la norme de concevoir le poteau du contreventement en supposant que la plastification de la diagonale travaillant en traction ne se développe que dans un seul des segments composant le CCSM. Ce segment est désigné le segment critique. On montre à la figure 2-12 trois scénarios possibles de segment critique pour un CCSM de 3 segments (CC3S) lorsqu'un déplacement anticipé $R_d R_o \Delta_e$ au toit est appliqué à la structure. La stabilité du poteau doit être vérifiée pour ces trois scénarios. Pour les colonnes du CCSM, le facteur ω_2 est calculé à l'aide de l'équation (2-16) pour chaque segment puisque la connexion poteau-bielle-diagonales

assure un support adéquat pour la semelle comprimée de la colonne. Plus de détails sur cette retenue sont donnés à la section 2.3.3.

Lorsque les segments sont identiques (même hauteur et mêmes diagonales), lors de la conception, on réduit intentionnellement la limite élastique probable de 5% dans le segment critique. De cette façon, on peut créer un segment critique dans chacun des segments identiques d'un CCSM. Schmidt et Bartlett (2002) ont démontré qu'il existe une variabilité allant jusqu'à 20% dans la limite élastique des profilés HSS, ce qui justifie de supposer que les déformations inélastiques peuvent se concentrer dans un des segments du CCSM, même si la section des diagonales est la même.

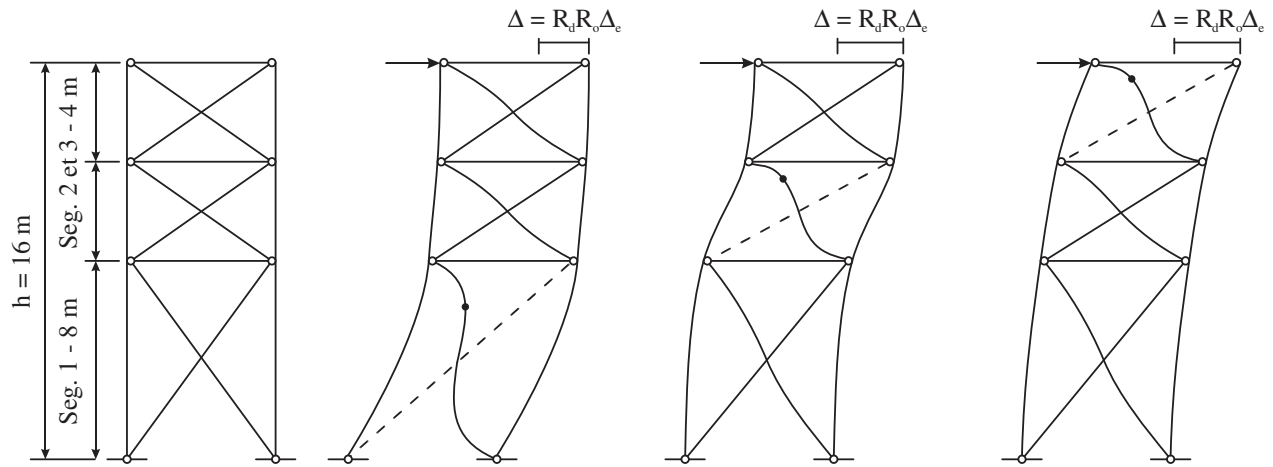


Figure 2-12: Scénarios à considérer pour la conception des poteaux du CCSM pour un CC3S.

Si le CCSM comprend des segments de hauteur différente, l'angle des diagonales et la résistance des diagonales varieront d'un segment à l'autre. Dans ce cas, le segment critique sera le segment présentant la plus faible résistance ultime en cisaillement, V_u , telle que déterminée à partir des résistances probables des diagonales (Imanpour & Tremblay, 2012). La résistance V_u pour chaque segment est calculée comme suit :

$$V_{u,i} = (C_{u,i} + T_{u,i}) \cos \theta_i \quad (2-24)$$

où C_u est la résistance à la compression ultime, T_u est la résistance ultime à la traction et θ_i est l'angle que font les diagonales et le plan horizontal. Dans le calcul des valeurs de $V_{u,i}$ pour déterminer le segment critique, on doit aussi considérer que la limite élastique de l'acier peut varier

d'un segment à un autre, ce qui peut donner lieu à plusieurs scénarios possibles de segments critiques, même si un segment possède une résistance V_u plus faible en utilisant la même limite élastique sur toute la hauteur du CCSM. Si la différence relative entre $V_{u,i}$ et $V_{u,j}$ excède 5% (avant la réduction de la limite élastique de 5%), on assume que la concentration des déformations inélastiques ne pourra pas se développer dans le segment ayant une résistance ultime en cisaillement plus élevée.

Dans la conception des CCSM pour lesquels il peut y avoir plusieurs scénarios sur la position du segment critique, on s'intéresse habituellement aux scénarios où le segment critique se situe dans le bas du contreventement car ces scénarios donneront lieu à la combinaison des efforts de flexion maximum à l'effort axial de compression C_f maximum dans le segment inférieur du CCSM. Pour certains contreventements, un scénario où le segment critique est dans le segment supérieur de la structure peut donner lieu à une condition plus sévère pour les poteaux, même si l'effort C_f est plus faible. C'est le cas lorsque ce segment est de faible hauteur et que des moments plus importants se développeront sous l'effet d'un déplacement latéral donné.

Dans la norme, on demande de déterminer les efforts de conception par une analyse statique incrémentale non linéaire. Par contre, si on connaît la position du segment critique, on peut obtenir le même résultat par une analyse statique linéaire plus simple. Dans cette analyse simplifiée, on remplace dans le modèle d'analyse les diagonales dans le segment critique par l'effort probable en traction T_u pour la diagonale tendue et l'effort probable post-flambement C'_u pour la diagonale comprimée. On impose ensuite une charge latérale au niveau du toit jusqu'à ce que le déplacement anticipé ($R_d R_o \Delta_e$) au toit soit atteint. Sous cette charge, on vérifie les efforts de compression dans les diagonales comprimées des autres segments. Si cet effort dépasse la résistance probable C_u , on retire la diagonale et on la remplace par des efforts égaux à C_u et on reprend l'analyse pour obtenir un déplacement $R_d R_o \Delta$ au toit. Cette analyse permet d'obtenir les efforts C_f et M_f qui sont anticipés lorsque les déformations inélastiques sont concentrées dans le segment critique considéré. Dans cette analyse, comme permis dans la norme CSA S16, on peut limiter la charge horizontale au sommet du CCSM à la force sismique calculée avec $R_d R_o = 1,3$. Cette limite peut contrôler dans le cas où les diagonales ont été surdimensionnées ou lorsque la différence entre les résistances T_u et C'_u est très importante (diagonales très élancées). Les poteaux doivent résister à la combinaison des efforts C_f et M_f obtenue de l'analyse. Dans le calcul des résistances à la compression, la longueur L est prise égale à la hauteur du segment sauf pour L_x qui correspond à la hauteur totale

du bâtiment. La raison est que le flambement hors du plan du CCSM se produit sur toute la hauteur de la colonne.

Dans la conception des poteaux, on doit aussi considérer la condition où toutes les diagonales atteignent simultanément leur résistance probable à la compression C_u au même moment que les efforts dans les diagonales tendues atteignent la résistance probable à la traction T_u (figure 2-13a) dans le segment critique. À partir des efforts C_u et T_u dans le segment critique (segment inférieur dans la figure 2-13), on peut calculer les efforts de traction dans les diagonales des autres segments sur la base que le cisaillement est le même dans tous les segments. Par exemple, si le segment critique est le premier segment, l'effort dans la diagonale tendue du segment 2 est donné par :

$$T_2 = \frac{(C_{u,1} + T_{u,1}) \cos \theta_1}{\cos \theta_2} - C_{u,2} \quad (2-25)$$

où θ_i est l'angle des diagonales. Cette condition, qui peut survenir au début d'un séisme, donne l'effort de compression maximum dans les poteaux, mais un moment très faible que l'on peut négliger car les déformations inélastiques dans les diagonales sont encore faibles. Les deux conditions, au moment du flambement de la diagonale comprimée dans le segment critique et au moment où le déplacement au toit atteint $R_d R_o \Delta_e$, sont illustrées à la figure 2-13.

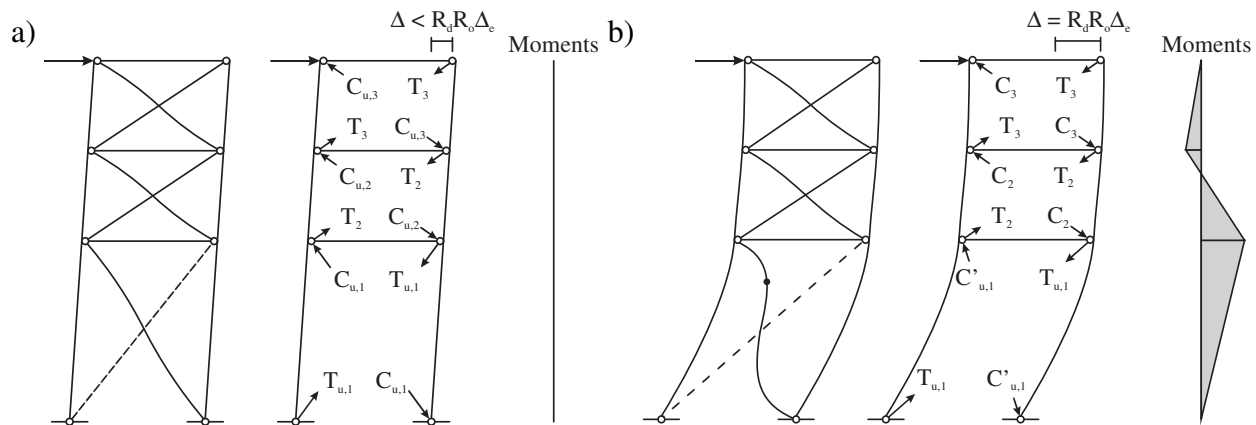


Figure 2-13: Combinaison des efforts lorsque le premier segment est critique : a) à l'initiation de la plastification de la diagonale tendue ; b) au déplacement anticipé.

2.3.3 Conception des bielles des CCSM

Le dimensionnement des bielles est similaire à celui des diagonales en ce sens qu'elles ne sont conçues que pour résister à une charge axiale. Cependant, les bielles doivent demeurer élastique et on vérifie qu'elles ont une résistance suffisante pour reprendre l'effort de compression maximum induit par les diagonales lorsqu'on a les efforts T_u et C'_u (figure 2-14), respectivement, dans les segments au-dessus et en dessous de la bielle (ou l'inverse, selon ce qui est le plus critique). Malgré que cette condition ne se produise que dans le segment critique, on utilise cette condition pour toutes les bielles même si certains scénarios de segment critique sont peu probables. L'approche est sécuritaire mais on s'assure ainsi d'un comportement adéquat des bielles dans l'éventualité d'un scénario de segment critique non anticipé. Le calcul est aussi sécuritaire car il néglige les efforts tranchants présents dans les poteaux sous cette condition de chargement. Tel que permis dans la norme CSA S16, pour la conception des bielles, on peut limiter les efforts dans les diagonales aux efforts induits par la force sismique calculée avec $R_d R_o = 1,3$.

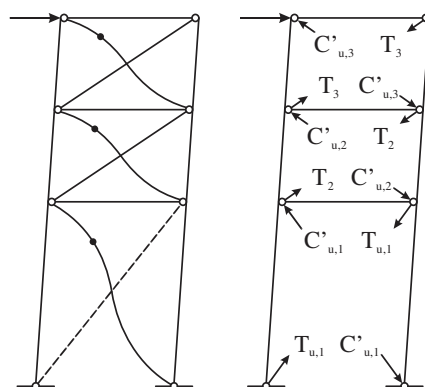


Figure 2-14: Combinaison d'efforts utilisée dans le dimensionnement des bielles.

Une fois l'effort de compression maximum déterminé dans les bielles, on doit s'assurer que le rapport $C_f / C_r \leq 1,0$ soit respecté. De plus, on doit se limiter à des sections de classe 1, 2 ou 3. Ces limites sont moins sévères que pour les diagonales puisque les bielles demeurent élastiques sous l'effet des charges latérales maximum anticipées. Dans le dimensionnement des bielles, on ne tient compte que de la combinaison avec l'effet des séismes car les bielles ne reprennent des efforts axiaux qu'après le flambement des diagonales, ce qui ne se produit que sous les séismes et non sous les autres charges latérales comme la charge de vent.

2.3.3.1 Retenue latérale

Les bielles sont aussi utilisées pour contreventer latéralement les poteaux à la hauteur de chaque segment. On peut ainsi utiliser une longueur L_{ns} égale à la hauteur des segments pour le déversement des colonnes soumises à des moments de flexion hors du plan du CCSM. Les équations présentées dans cette section proviennent de Yura (2001). Pour qu'un contreventement soit adéquat, ce dernier doit posséder une résistance et une rigidité suffisante. L'équation suivante permet de calculer la rigidité nécessaire.

$$\beta_{L,i}^* = \frac{2N(M_{fx,i}/h) C_L C_d / h_{s,i}}{0,75}; N = 4 - \frac{2}{n} \quad (2-26)$$

Dans cette équation, n est le coefficient tenant compte du nombre de contreventements, M_{fx} est le moment maximum au segment donné i , h est la profondeur du profilé de la colonne, C_L est le coefficient tenant compte de la position du chargement, C_d est le coefficient relatif à la courbure du segment de poteau et h_s est la hauteur du segment du poteau. Dans le calcul, on peut poser M_{fx} égale à la résistance pondérée M_{rx} de la colonne calculée sur la longueur $L_{ns} = h_s$. De plus, puisque le chargement est localisé sur la semelle comprimée, le coefficient C_L est donné par $1 + 1,2/n$. Cette pondération provient du fait qu'un tel chargement est plus critique pour le déversement. Le coefficient C_d est généralement pris égal à 1,0 puisque les chargements hors du plan du CCSM imposent habituellement une courbure simple à la colonne. Bien que les segments intermédiaires puissent subir une courbure double, le choix de prendre M_{rx} s'avère conservateur. Lorsque cet effort est calculé, la rigidité β_L doit être supérieure à β_L^* pour tous les segments. La rigidité latérale provenant du système, β_L , correspond à la rigidité du système composé des bielles du niveau considéré et des diagonales entre le niveau considéré et les fondations.

La résistance du contreventement F_{br} se calcule selon :

$$F_{br,i} = 0,01 C_L C_d M_{fx,i} / h \quad (2-27)$$

La définition des termes est identique à ceux de l'équation (2-26) et on peut encore remplacer l'effort M_{fx} par la résistance M_{rx} . L'effort F_{br} ainsi obtenu doit être inférieur à la résistance pondérée C_r de la bielle.

2.3.3.2 Retenue en torsion

En plus de la retenue latérale, les bielles doivent assurer une retenue en torsion aux colonnes du contreventement. Selon Helwig et Yura (1999), la rigidité en torsion requise pour contreventer en torsion la colonne est :

$$\beta_{TReq} = A \frac{\left\{ C_f \cdot r^2 - C_{ey} \left[d^2/4 + a^2 \right] \right\}^2}{(4nEI_y/L) \left[d^2/4 + a^2 \right]}; A = 4 - \frac{2a}{4} \quad (2-28)$$

où le coefficient A tient compte de l'excentricité, a , de la charge par rapport au centre de gravité de la colonne, C_f est l'effort axial maximum dans le poteau, r est le rayon de giration polaire de la colonne, C_{ey} est la charge d'Euler selon l'axe faible de la section ($\pi^2 EI_y/L$), d est la profondeur totale de la section, n est le nombre de contreventements, I_y est le moment d'inertie de la section selon l'axe faible et L est la longueur totale du poteau. Les colonnes ont une section en I bi-symétrique ($r^2 = r_x^2 + r_y^2$) et l'excentricité a est nulle.

Pour obtenir une rigidité en torsion efficace, on peut utiliser pour les bielles des profilés en I orientés de telle sorte que l'âme soit dans le plan horizontal. Pour le cas où les deux colonnes flambent en même temps (colonnes soumises à des charges de gravité seulement), la rigidité en torsion apportée par la bielle à chaque colonne est égale à $2EI_x/L_b$, où I_x est le moment d'inertie de la bielle autour de son axe fort et L_b est la longueur de la bielle. Toutefois, sous les charges latérales, l'effort de compression est maximum dans les colonnes. Pour cette condition, on peut utiliser $3EI_x/L_b$ et le moment d'inertie requis pour la bielle $I_{x,req}$, est donné par :

$$I_{x,req} = \frac{\beta_{TReq} L_b}{0,75 \times 3E} \quad (2-29)$$

L'étape suivante est de déterminer la résistance nécessaire pour la retenue en torsion. Il s'agit d'utiliser l'équation suivante pour calculer le moment associé à la rotation θ_0 correspondant à la déformation initiale en torsion de la colonne :

$$M_{br} = \beta_{TReq} \theta_0; \theta_0 = \frac{s}{500d} \text{ rad} \quad (2-30)$$

où s correspond à la hauteur du segment le plus grand et d est la profondeur de la section de la colonne. Le moment M_{br} est ensuite comparé à la résistance flexionnelle pondérée M_{rx} de la bielle. Pour le calcul de M_{rx} , on doit tenir compte du déversement possible de la bielle sur sa longueur.

2.3.4 Étude du comportement des CCSM

La progression des efforts et déformations dans un CCSM a été étudiée par Imanpour et Tremblay (2012) sur un CCSM à deux segments (CC2S) au moyen d'analyses statiques incrémentales non linéaires. Dans ces analyses, les diagonales sont modélisées avec des éléments non linéaires permettant de reproduire le flambement en compression, la dégradation de la résistance en compression en régime post-flambement et la plastification en traction. Durant l'analyse, on augmente progressivement le déplacement horizontal au niveau du toit et on observe la séquence de flambement et plastification dans les diagonales de même que les efforts qui se développent dans les diagonales et les colonnes à chaque pas de temps de l'analyse. Un exemple est illustré à figure 2-15 pour un contreventement à deux segments (CC2S). Les courbes en bleues représentent le segment inférieur et les courbes en rouge celui du haut. On peut constater que le comportement des diagonales demeure élastique jusqu'à un déplacement latéral de 0,30% au niveau du toit. À ce déplacement, l'effort de compression dans la diagonale du segment inférieur atteint la résistance probable C_u et la diagonale flambe. Au-delà de ce point, la résistance de la diagonale flambée diminue et l'effort de traction dans la diagonale tendue du même segment augmente plus rapidement pour atteindre éventuellement l'effort correspondant à la résistance probable à la traction T_u . Dans le segment supérieur, les efforts dans les diagonales avoisinent l'effort maximal probable C_u . On voit que les déformations inélastiques se concentrent dans le premier segment, ce qui produit des moments de flexion dans les colonnes.

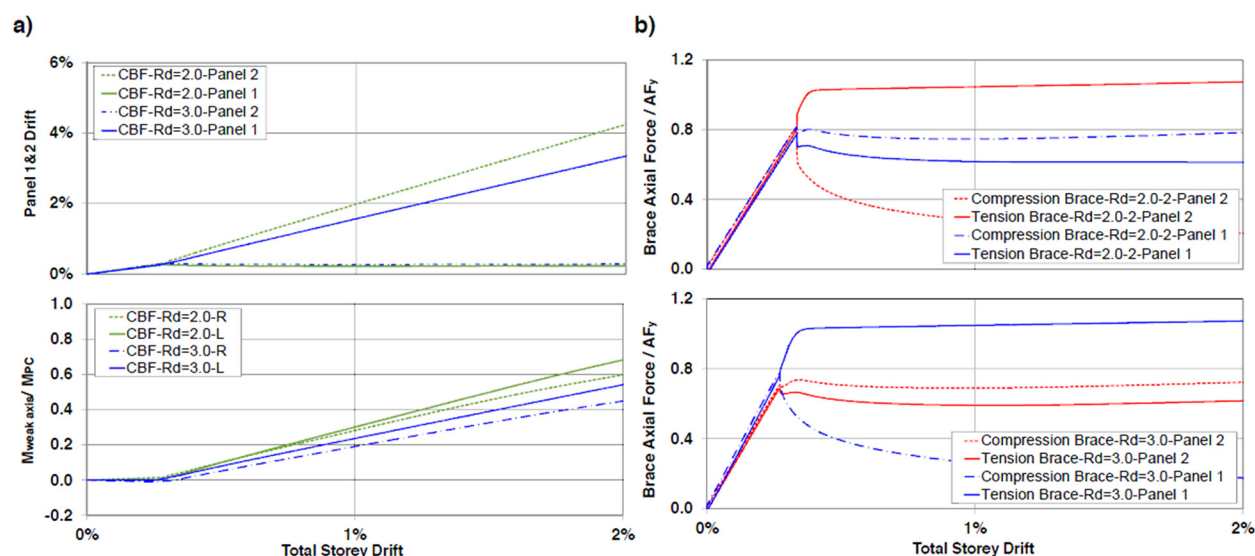


Figure 2-15: CC2S : a) déplacement latéral et efforts de flexion selon l'axe faible des poteaux du CCSM au droit des segments ; b) forces axiales dans les diagonales. (Imanpour & Tremblay, 2012)

L'approche de la norme CSA S16 est sécuritaire car elle suppose que les déformations inélastiques ne se développeront que dans le segment critique. En réalité, il est possible que les déformations inélastiques se propagent à d'autres segments pendant le séisme, ce qui réduit les moments de flexion dans les colonnes. Lorsque c'est le cas, on emploie la même méthode que mentionnée ci-dessus, mais en appliquant les efforts probables initialement dans ce segment. Cet aspect est discuté en détail au chapitre 6.

2.3.5 Rôle des colonnes gravitaires sur le comportement sismique des CCSM

Dans la littérature, plusieurs auteurs ont étudié l'impact des colonnes gravitaires sur le comportement sismique des structures. Comme mentionné, en pratique, les colonnes en dehors du SRFS sont uniquement dimensionnées pour reprendre les charges de gravité et ne sont pas considérées dans la résistance aux charges latérales de vent ou de séismes. Cependant, dans un bâtiment multi-étagé, les colonnes gravitaires sont généralement continues sur plusieurs étages et, en raison de leur rigidité et résistance en flexion, peuvent contribuer à atténuer les différences entre les déplacements interétages sur la hauteur de la structure. Ainsi, elles peuvent réduire le risque d'un étage souple et, possiblement uniformiser les déplacements interétages, en raison de leur

continuité (Ji, Kato, Wang, Hitaka et Nakashima (2009), Tremblay et Steimer (1994) et Tremblay (2000)).

Des analyses par éléments finis ont été réalisées sur des contreventements concentriques (MacRae, Kimura, & Roeder, 2004) et (Sanchez-Zamora, Sanchez, Qu, Pollino, & Mosqueda, 2014), des cadres à nœuds rigides (Flores, Charney, & Lopez-Garcia, 2016) et des murs de refend en acier (Qu, Guo, Pollino, & Chi, 2013). Dans tous ces articles, un facteur calculant la concentration de déformation (DCF) est calculé et correspond à la déformation maximale dans les étages divisée par la déformation totale du bâtiment. De plus, l'exemple de modélisation illustré à la figure 2-16 est utilisé par ces auteurs. Toutes les analyses démontrent que l'ajout des colonnes gravitaires dans les analyses temporelles non linéaires permet de réduire le facteur DCF dans l'étage faible. Dans l'article traitant des cadres à nœuds rigides, la considération des colonnes gravitaires a permis d'éviter la ruine sous plusieurs séismes.

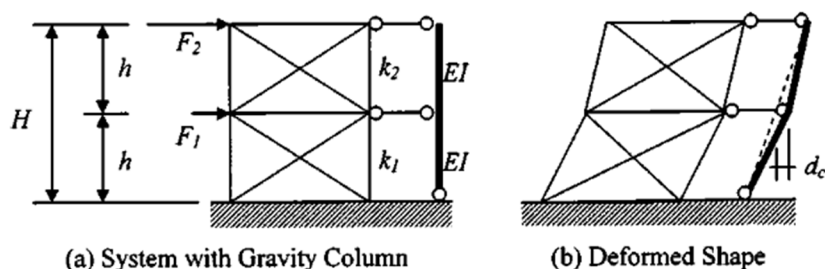


Figure 2-16: Modélisation d'un cadre à deux étages avec une colonne gravitaire (MacRae et al., 2004).

La réduction des déplacements dans l'étage faible provient de la continuité des poteaux gravitaires (MacRae et al., 2004). En assurant la continuité entre chaque niveau, la rigidité flexionnelle des colonnes gravitaires aide le contreventement à reprendre les différents efforts et ainsi à réduire les déplacements interétages. La continuité a donc pour effet de redistribuer les efforts dans la structure. Toutefois, lorsque la rigidité flexionnelle des poteaux gravitaires est sollicitée, des efforts de flexion sont induits.

La norme d'acier canadienne exige que le comportement des colonnes gravitaires demeure élastique sous les différentes combinaisons de chargement applicable à ces poteaux. Une partie des travaux Flores et al. (2016) consistait à étudier le comportement des colonnes sous des sollicitations

sismiques. Ils ont déterminé qu'à l'intérieur des limites de déplacements prescrites par les normes, aucune déformation inélastique n'a été observée dans les colonnes gravitaires. Les analyses étaient réalisées avec des cadres à nœuds rigides qui induisent davantage de déformation plastique que les contreventements concentriques.

Afin d'alléger leurs modèles par éléments finis, une seule colonne gravitaire est reliée au contreventement. Les dimensions de celle-ci sont modifiées afin de tenir compte de toutes les colonnes gravitaires reliées à la structure. Selon Flores et al. (2016), deux conditions doivent être respectées afin d'appliquer cette simplification. Premièrement, la colonne gravitaire doit être articulée à sa base et continue sur toute la hauteur du bâtiment. Lorsque la hauteur du bâtiment est significative, les joints entre deux colonnes superposées doivent assurer le transfert des moments de flexion. Deuxièmement, les connexions poteau-bielle-diagonales doivent avoir une faible rigidité flexionnelle et une capacité de rotation élevée. Avec ces conditions respectées, les résultats ont démontré que le modèle avec une seule colonne gravitaire avait le même cisaillement à la base que le modèle avec toutes les colonnes gravitaires reliées au contreventement. Cette simplification sera employée au chapitre 8 afin de réduire le temps des analyses temporelles non linéaires.

2.4 Études expérimentales sur des poteaux

Newell et Uang (2008) ont réalisé un programme expérimental pour étudier le comportement des poteaux des contreventements en acier lorsque soumis à des efforts de compression axiale combinés à des sollicitations de flexion induites par un déplacement interétage. Les essais ont été effectués sur des poteaux à grandeur réelle faisant 5,49 m de hauteur. Toutefois, des raidisseurs ont été installés aux extrémités, ce qui réduit la longueur effective de la colonne à 4,57 m. Un total de 9 poteaux avec section en I de la famille des profilés W360 ont été testés. Les propriétés sont données au tableau 2-5. Pour chaque section, on donne les ratios largeur-épaisseur des parois. Les sections choisies rencontraient les limites pour les sections compactes devant offrir un comportement sismique ductile de la norme AISC 341-05 (AISC, 2005a). Le voilement local devait de ce fait être retardé sous une sollicitation cyclique. Dans le tableau 2-5, on retrouve la charge nominale de flambement selon l'axe faible (C_{ny}) de même que les charges axiales maximales appliquées durant les essais. Celles-ci variaient de 35% à 75% de la charge C_{ny} . Dans tous les cas, la flexion était induite autour de l'axe fort.

Tableau 2-5: Propriétés des spécimens d'essais de Newell et Uang (2008).

Nomenclature américaine (canadienne)	Ratios largeur-épaisseur des parois		C_{ny} (kN)	Charge axiale
	Semelles (b_e/t)	Âme (h/w)		
W14x132 (W360x196)	7,2	17,7	8629	0,35-0,55- 0,75 C_{ny}
W14x176 (W360x262)	6,0	13,7	11525	0,35-0,55- 0,75 C_{ny}
W14x233 (W360x347)	4,6	10,7	15237	0,35-0,55 C_{ny}
W14x370 (W360x551)	3,1	6,9	24248	0,35 C_{ny}

Les résultats ont montré que les colonnes étaient en mesure de supporter la charge axiale en plus de subir un grand déplacement latéral. Durant les essais, aucun flambement global n'a été observé. Toutefois, du voilement local des semelles est survenu aux deux extrémités, au niveau des raidisseurs. L'amplitude du voilement était très faible à un déplacement latéral de 4% de la hauteur de la colonne. L'âme d'aucun des spécimens n'a montré d'instabilité locale; l'âme était suffisamment robuste pour retenir adéquatement les semelles jusqu'à de grands déplacements. Tous les spécimens ont pu atteindre un déplacement horizontal d'au moins 8% de la hauteur de la colonne avant la rupture, sauf pour le spécimen W14x370 qui a connu une rupture au niveau de la connexion d'extrémité à un déplacement de 3%.

En analysant les courbes d'interaction, les résultats expérimentaux ont excédé à plusieurs reprises l'enveloppe de résistance prédite par la norme AISC 360-05 (AISC, 2005b). Les faibles ratios largeur-épaisseur des parois peuvent être une raison de ce surplus de résistance dû à un retardement du voilement local. Sous de grandes charges axiales, les poteaux trapus de la famille des profilés W360 sont en mesure de résister à de grands déplacements latéraux tout en demeurant stables.

CHAPITRE 3 ÉTUDE EXPÉRIMENTALE

La première phase de ce projet de maîtrise consistait à tester expérimentalement des poteaux d'acier de vraie longueur dans lesquelles un mode de rupture par flambement était atteint. Les résultats obtenus ont ensuite été comparés à ceux des modèles numériques afin d'étudier s'il est possible de prédire le mode et la charge de flambement. Pour l'élaboration des modèles numériques, une calibration du matériau a été réalisée puisque la résistance au flambement est sensible aux paramètres utilisés. Pour obtenir les propriétés du matériau des poteaux testés, on a effectué des essais de traction sur des éprouvettes de traction provenant d'un spécimen de poteau. Afin d'améliorer la prédiction des modèles numériques, on a également réalisé une caractérisation des contraintes résiduelles à partir d'un second spécimen de poteau. De plus, chaque essai était précédé d'une prise de mesures des dimensions de la section d'acier et des défauts de rectitude selon les axes principaux des poteaux. Dans ce chapitre, on présente le programme expérimental, le nouvel équipement de Polytechnique Montréal, les profilés d'acier utilisés, les prises de mesures, les différents protocoles de chargement, les propriétés mécaniques de l'acier ainsi que la mesure des contraintes résiduelles. On étudie également l'impact des défauts de rectitude et du profil des contraintes résiduelles sur la résistance au flambement des poteaux.

3.1 Programme expérimental

Le programme expérimental de ce projet de recherche a été mis sur pied afin d'étudier le comportement inélastique de colonnes d'acier en plus de vérifier s'il est possible de reproduire le flambement d'un poteau à l'aide de simulations numériques. On peut diviser le programme expérimental en trois phases. Dans la première phase, on a réalisé des essais expérimentaux sur des colonnes d'acier. Les essais étaient effectués dans le système de chargement à six degrés de liberté de Polytechnique Montréal, utilisé pour la première fois dans ce projet. Le montage est présenté à la figure 3-1 dans lequel un poteau d'acier est installé. Le protocole de chargement était imposé par le plateau supérieur à l'aide des huit vérins. Le montage est présenté plus en détail à la section 3.3. Durant les essais, on mesurait les efforts et déplacements au sommet du poteau, les déformations et les déplacements horizontaux à des endroits ciblés. Des analyses de structures témoins ont été réalisées afin de définir les protocoles de chargement à appliquer. Les protocoles étaient élaborés afin de causer le flambement des poteaux.

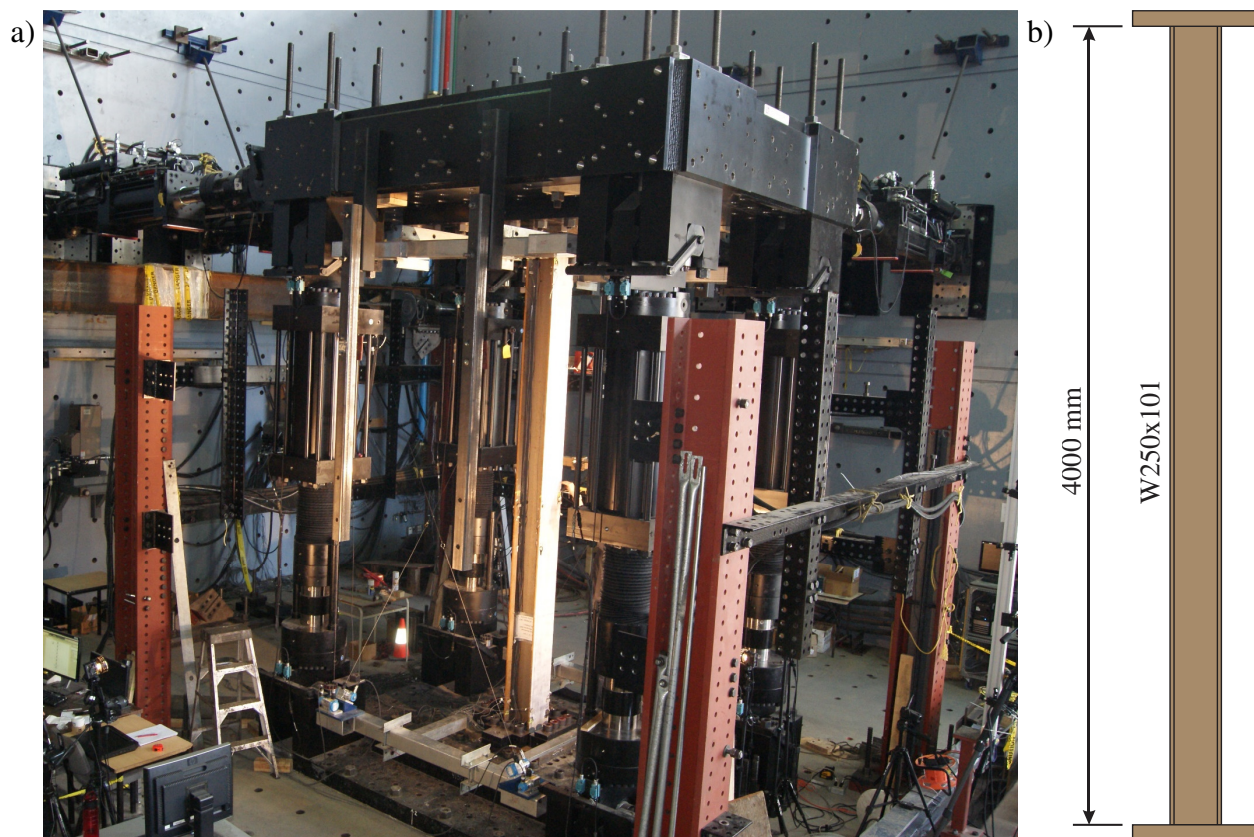


Figure 3-1: Montage expérimental avec un poteau d'acier : a) système de chargement à six degrés de liberté ; b) spécimen W250x101.

On a procédé à deux types d'essais dans le cadre du programme expérimental. Les protocoles de chargement des deux premiers poteaux consistaient à appliquer un déplacement vertical contrôlé vers le bas afin de provoquer le flambement suivi d'un cycle dans la zone post-flambement. Les conditions d'appuis au sommet du poteau différenciaient ces deux essais : déplacements horizontaux et rotations empêchés dans le premier cas et rotations libres dans le second cas. De plus, la base de chaque poteau était encastrée dans le montage. Ces deux essais ont également permis de vérifier l'équipement fourni avec le système de chargement.

Les deux derniers essais simulaient l'effet d'un séisme sur une colonne d'acier comprimée faisant partie d'un contreventement. Par analogie avec un CCSM, ce poteau pourrait se situer dans le segment inférieur, segment de poteau étant le plus sollicité en compression. Dans ces deux essais, une charge axiale constante était premièrement appliquée au sommet de la colonne suivi d'un déplacement latéral. L'essai se poursuivait avec un protocole de rotations cycliques jusqu'au

flambement du poteau. Les différentes phases de chargement ont été appliquées dans une direction provoquant de la flexion autour de l'axe fort de la section pour l'essai 3 et autour de l'axe faible pour le dernier essai.

À la seconde phase, on a élaboré des modèles numériques à l'aide des logiciels *OpenSees* et *Abaqus*, deux logiciels permettant d'effectuer des analyses dans le domaine inélastique. Dans les analyses, on reproduisait le protocole de chargement appliqué aux différents poteaux. Afin de reproduire le plus fidèlement possible le comportement obtenu lors des essais, une caractérisation du matériau des colonnes a été réalisée. Lors de cette caractérisation, on portait une attention particulière au module élastique, à la déformation à l'écrouissage en plus de la contrainte et de la déformation à l'ultime. On a également mesuré le profil des contraintes résiduelles à partir d'un spécimen de poteau. La géométrie de la section et les défauts de rectitude des colonnes étaient aussi mesurés avant chaque essai. Les résultats ainsi obtenus ont été modélisés dans les différents modèles numériques.

La dernière phase visait à comparer les résultats obtenus du système de chargement et des modèles numériques. Les principaux paramètres examinés étaient les efforts et déplacements au sommet des poteaux en plus des réponses locales (déformations et déplacements). On a également vérifié la combinaison de l'effort axial et du moment de flexion au sommet des poteaux vis-à-vis des normes canadienne (CSA S16) et américaine (ANSI/AISC, 2010). Avec les résultats, on a mis de l'avant les paramètres qui étaient bien ou moins bien reproduits par les logiciels d'éléments finis en plus de discuter sur la prédiction du flambement des colonnes d'acier.

3.2 Description des colonnes d'acier

Cette section présente les spécimens d'acier et le processus suivi avant de réaliser un essai. Pour chaque spécimen, on effectuait une série de prises de mesure. Les dimensions de la section étaient initialement mesurées avec un pied à coulisse suivi des défauts de rectitude dans les deux axes principaux de la colonne à l'aide d'une station totale. Par la suite, des jauges et des potentiomètres à cordes étaient installés pour obtenir des réponses locales des colonnes testées.

3.2.1 Conception des spécimens

Les spécimens d'acier ont été choisis avant ce projet de maîtrise. Ce choix a été réalisé en collaboration avec mon directeur de recherche, Robert Tremblay et Ali Imanpour (Imanpour,

2015), un de ses étudiants au doctorat. Un profilé en I de section W250x101 d'une longueur de 4,0 mètres a été sélectionné. Les quatre spécimens de poteaux ont été fabriqués par le Groupe Canam (figure 3-2a). Selon la fiche technique obtenue du fabricant, les profilés d'acier ont été fabriqués en Afrique du Sud par l'aciérie *Evrz Highveld Steel And Vanadium*. Les profilés d'acier ont été produits selon les exigences des normes ASTM A992 et CSA G40.21. Les essais de traction effectués par le fabricant ont donné une limite élastique de 435 MPa, une contrainte ultime de 582 MPa et une elongation totale de 20% à la rupture.

Des plaques d'extrémités ont par la suite été découpées et soudées par le groupe Canam. Ces plaques ont été usinées pour obtenir une surface de contact plane et perpendiculaire à l'axe des poteaux. Cette étape était nécessaire afin d'avoir un contact parfait avec les plaques du système de chargement à six degrés de liberté de Polytechnique Montréal. Les plaques d'acier usinées ont une épaisseur de 76 mm (3 pouces) avec 14 trous de 54 mm de diamètre. Les dimensions de ces plaques sont données à la figure 3-2b.

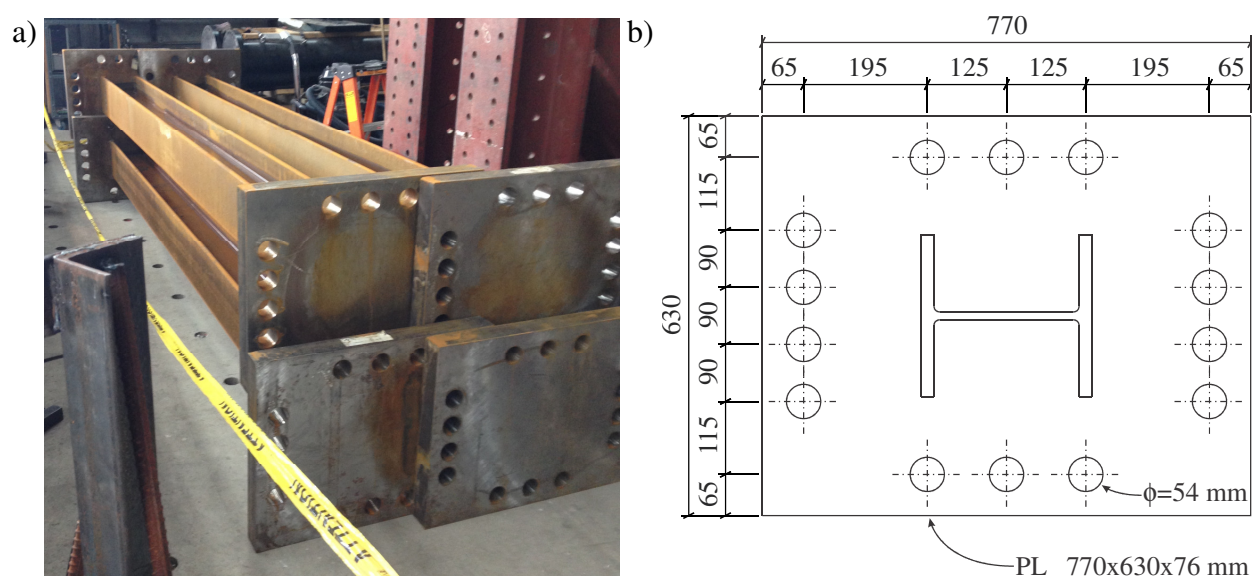


Figure 3-2: Colonnes d'acier testées : a) vue isométrique ; b) dimensions des plaques d'extrémités (mm).

3.2.2 Instrumentations

Dans cette section, on présente les instrumentations des colonnes d'acier utilisées lors des essais. La première partie traite des jauges d'acier et la seconde partie des potentiomètres à cordes.

3.2.2.1 Jauges d'acier

On a installé des jauges d'acier de type CEA-06-250UW-120 sur tous les spécimens tel que montré à la figure 3-3. Les jauges étaient installées à 20 mm de part et d'autre des extrémités des semelles. L'emplacement des jauges dépendait du protocole de chargement appliqué à la colonne. Les positions des ensembles de huit jauges sont données dans le tableau 3-1. Pour le premier essai, seulement un ensemble de huit jauges a été installé. Les jauges ont été installées au milieu de la colonne, à l'endroit où l'on anticipait une rotule plastique. Pour le second poteau, on a installé les jauges aux endroits où l'on anticipait le moins de déformations inélastiques, soit à $h/3$ et $2h/3$ où h est la hauteur de la colonne à partir de la plaque d'extrémité du bas. Pour le troisième essai, on a disposé les jauges au niveau des deux rotules plastiques anticipées soit au milieu et à la base du poteau. Une troisième série de jauges a été installée au quart de la hauteur pour être en mesure de calculer les efforts à un endroit où peu de déformations inélastiques étaient anticipées. Les jauges du dernier poteau étaient localisées au sommet, au milieu et à la base. Les jauges placées à la base et au sommet de la colonne ont été décalées de 150 mm de façon à cibler le centre de la rotule plastique.

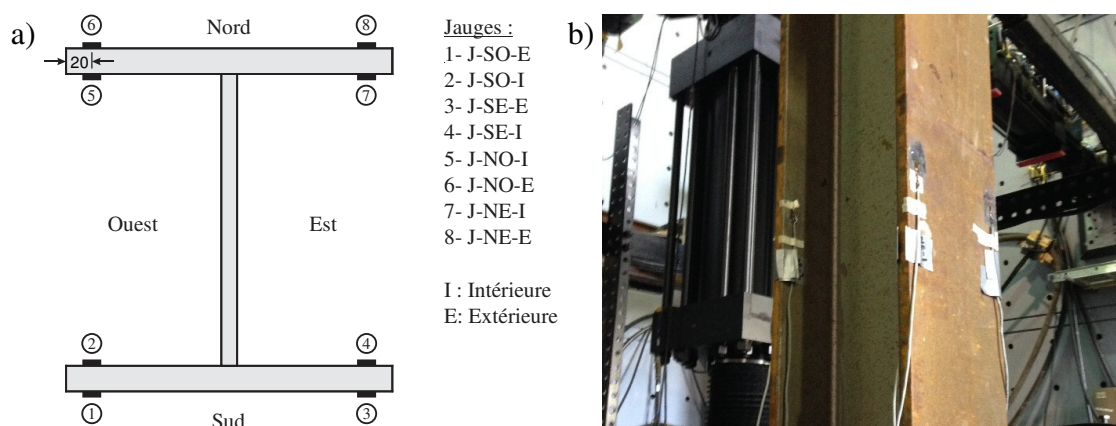


Figure 3-3: Positionnement des jauges : a) sur la section ; b) sur le poteau.

Tableau 3-1: Positionnement des jauges sur la hauteur de la colonne.

Spécimen	1	2	3	4
h				√
$2h/3$		√		
$h/2$	√		√	√
$h/3$		√		
$h/4$			√	
0			√	√

3.2.2.2 Potentiomètres à corde

En plus des jauges, des potentiomètres à corde ont été installés de façon à suivre la position de la colonne à un niveau donné durant tout l'essai. D'un côté de la section, deux potentiomètres étaient reliés sur les extrémités des semelles telles qu'illustrées à la figure 3-4.

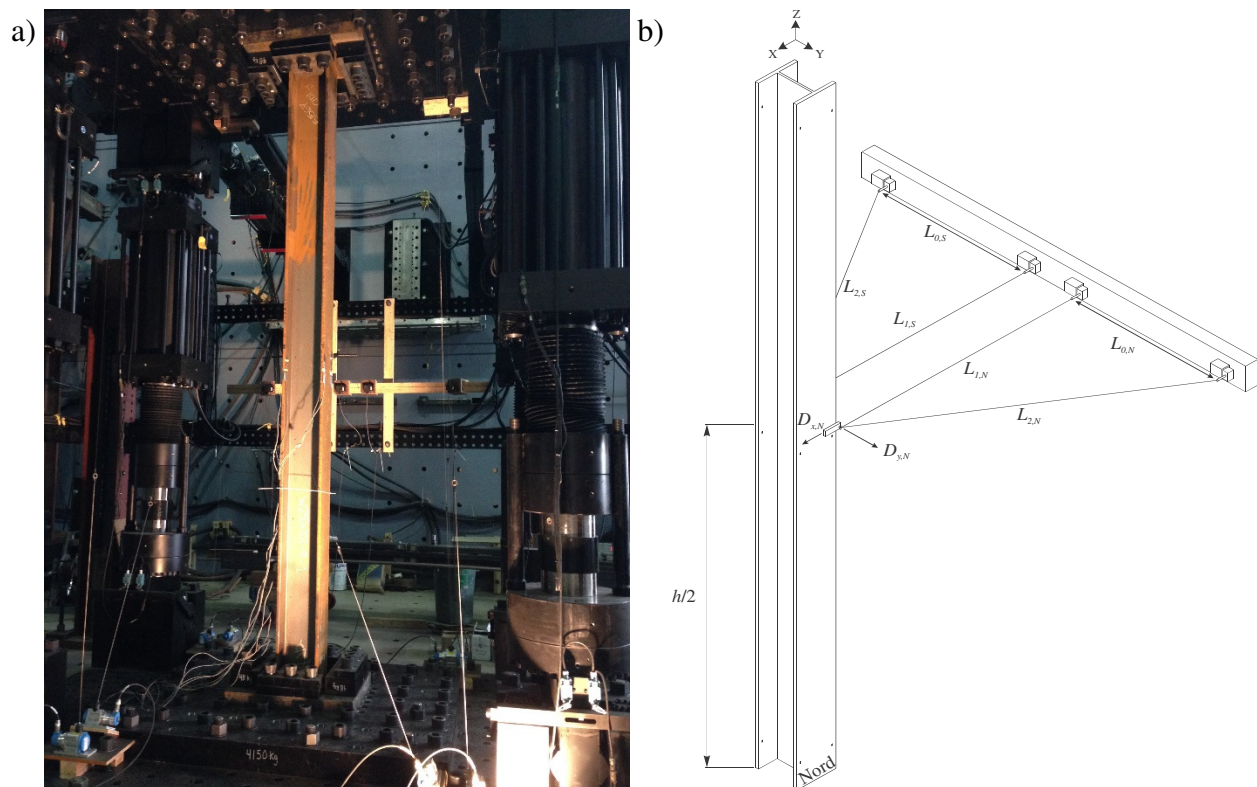


Figure 3-4: Potentiomètres à corde : a) au laboratoire ; b) avec identifications.

Les extrémités des potentiomètres étaient premièrement alignées avec un laser. Un œillet était vissé à une plaque de bois et serré solidement aux semelles du spécimen. Uniquement la demi-longueur des cordes des potentiomètres était utilisée afin d'assurer une mesure adéquate. Un fil rigide reliait l'œillet aux cordes des potentiomètres. Les longueurs $L_{0,N}$, $L_{1,N}$ et $L_{2,N}$ étaient ensuite mesurées par deux personnes différentes pour éviter des erreurs de lecture. Par triangulation, la position de chaque point ($D_{x,N}$, $D_{y,N}$, $D_{x,S}$ et $D_{y,S}$) était suivie durant l'essai tel que montré à la figure 3-4b.

Les potentiomètres étaient installés à l'endroit où le plus grand déplacement latéral était anticipé. Dans le tableau 3-2, on donne la localisation des potentiomètres. La hauteur était mesurée à partir de la plaque d'extrémité inférieure de la colonne. Durant l'essai 4, un problème s'est produit et la lecture des potentiomètres n'a pas été possible.

Tableau 3-2: Emplacement des potentiomètres à corde à partir de la plaque d'extrémité du bas.

Spécimen	1	2	3	4
3h/4			√	√
3h/5		√		
h/2	√			

3.2.3 Prise de données

Cette section traite de la prise de données réalisée avant chaque essai. On y présente la géométrie des spécimens et des défauts de rectitude.

3.2.3.1 Géométrie des spécimens

Les dimensions des spécimens étaient prises avec un pied à coulisse de 300 mm précis au centième de millimètre. Pour chaque spécimen, les dimensions présentées à la figure 3-5 étaient prises à cinq endroits différents. Dans le tableau 3-3, on présente les moyennes de ces mesures en plus des dimensions nominales selon la norme G40.21. On observe que toutes les dimensions mesurées sont supérieures à celles de la norme, excepté la largeur des semelles.

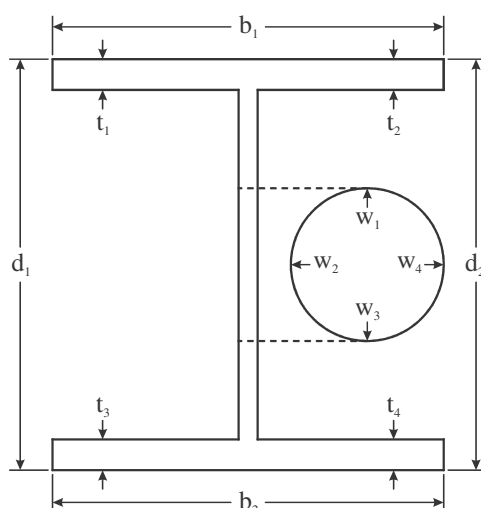


Figure 3-5: Mesure de la géométrie des spécimens.

Tableau 3-3 : Dimensions des spécimens d'acier.

Spécimen	1	2	3	4	Moyenne	Norme
d (mm)	268,7	268,8	268,7	269,0	268,8	264
b (mm)	256,3	255,8	256,2	256,3	256,1	257
w (mm)	12,4	12,5	12,4	12,5	12,5	11,9
t (mm)	20,1	20,1	20,1	20,1	20,1	19,6

Lors de la prise de données, il n'était pas possible de mesurer précisément l'épaisseur de l'âme à cause de la présence des semelles et des plaques d'extrémités. À la suite des essais, deux échantillons circulaires de 10 cm de diamètre ont été découpés par plasma à des endroits éloignés des rotules plastiques. L'échantillon était par la suite usiné afin d'assurer un contact parfait avec le pied à coulisse. L'épaisseur de l'âme correspond à la moyenne des mesures effectuées sur les quatre quadrants.

Dans le but de prédire les résistances adéquates de la section, il est nécessaire de classer le profilé d'acier. Avec une largeur de 268,8 mm et une épaisseur de 20,1 mm, les semelles ont un ratio b_{el} / t de 6,69. En utilisant les limites applicables sur la classification des sections du tableau 2-3 avec une limite élastique de 345 MPa, la limite d'une section de classe 1 est de $145 / (F_y)^{0,5} = 7,81$. Les semelles de ce profilé sont de classe 1. L'équation du tableau 2-3 pour une classe 1 donne un rapport h/w de 18,3 et une limite de 36,1 lorsque $C_f / \phi C_y = 1,0$. Pour toute amplitude d'effort axial

appliquée à la section d'acier, l'âme est de classe 1. Le profilé W250x101 est donc de classe 1 puisque les semelles et l'âme respectent les limites prescrites.

3.2.3.2 Défauts de rectitude

Le comportement d'une colonne d'acier comprimée dépend en partie de l'amplitude et du profil des défauts de rectitude. La charge de flambement, résultat d'une instabilité, est directement liée aux défauts de rectitude. En présence de ces défauts, l'application d'une charge de compression induit des efforts de flexion dans le poteau. Les efforts de flexion se combinent alors à l'effort axial présent, ce qui réduit la charge maximale pouvant être appliquée au poteau.

Afin de quantifier les défauts de rectitude, une station totale *TCR-407* a été utilisée pour les quatre essais. La prise des mesures est illustrée à la figure 3-6. Pour chaque paroi visée, deux séries de mesures étaient prises dans le but d'améliorer la précision des résultats. Sur la hauteur du poteau, neuf points ont été mesurés pour le spécimen 1 et 21 points pour les trois suivants.

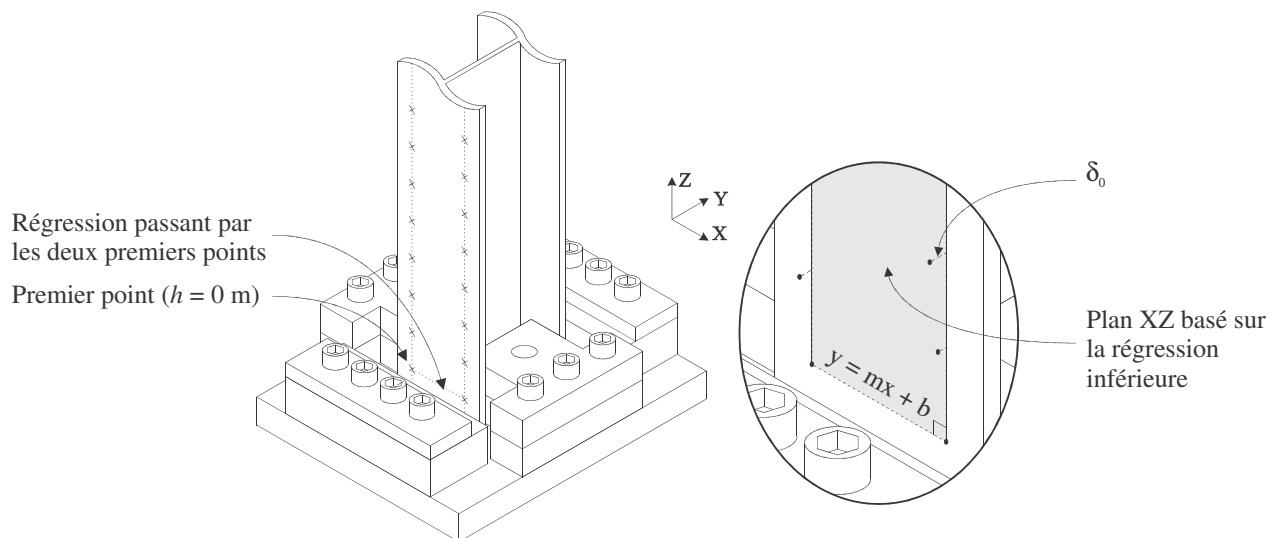


Figure 3-6: Mesure des défauts de rectitude.

Afin de caractériser les défauts de l'âme, les mesures sur une seule paroi étaient nécessaires. Toutefois, le procédé de laminage a probablement induit des profils différents sur les deux semelles. Il était donc nécessaire de réaliser la prise de mesures à l'extérieur des deux semelles. On présente les parois visées dans le tableau 3-4. On observe que selon l'essai, il n'a pas toujours été possible de prendre les mesures sur toutes les parois. En effet, l'espace autour du montage était

parfois utilisé par les autres projets en cours dans le laboratoire. C'est notamment le cas pour les trois premiers essais. Pour les spécimens 2 et 3, la prise de mesures n'a été possible que sur une des deux semelles. Les mesures étaient prises lorsque la colonne était installée dans le montage afin que les défauts de rectitude représentent le plus fidèlement possible le poteau testé.

Tableau 3-4: Emplacement des visées effectuées avec une station totale.

Spécimen	1	2	3	4
Semelle Nord	√	√		√
Âme Ouest				√
Semelle Sud	√		√	√
Âme Est	√	√	√	√

À la suite des mesures, on a procédé à un traitement des données. On présente à la figure 3-6 la méthode utilisée afin de caractériser les défauts de rectitude $\delta_{0,y}$ selon l'axe fort. Une droite reliant les points inférieurs de chaque visée était premièrement définie. On suppose que le défaut de rectitude au-dessus de la plaque d'extrémité du bas est nul. Les défauts des points au-dessus de cette ligne étaient calculés à partir du plan vertical XZ (zone grise sur la figure 3-6). La distance la plus courte entre une droite et un point a été utilisée dans ce cas-ci :

$$\delta_0 = \frac{mx_i - y_i + b}{\sqrt{m^2 + 1}} \quad (3-1)$$

Dans cette équation, le point à partir de celui dont l'amplitude est calculée est (x_i, y_i) et les paramètres caractérisant la droite, soient la pente et l'ordonnée à l'origine, sont respectivement m et b .

À partir du point inférieur ($h = 0$), le signe des défauts de rectitude dépend du système d'axe global présenté au-dessus de la colonne. Le flambement se produit généralement dans le même plan. Dans le but d'assurer une continuité dans les résultats, on a utilisé une série de *Fourier*. Le profil simplifié illustré avec la courbe rouge continue présente le résultat de cette série. Les paramètres optimaux ont été déterminés à l'aide du *solveur* d'Excel tout en minimisant l'erreur (voir équation (4-4)) entre le profil mesuré et simplifié. De plus, le domaine n'était pas fixé à la longueur de la colonne afin d'éviter le phénomène de *Gibbs*. Rappelons que ce dernier est la manifestation de crêtes à la discontinuité de la fonction établie.

Dans la figure 3-7, on présente les profils des quatre essais réalisés selon les axes principaux de la section d'acier. Une illustration de ces axes est présente à la gauche des résultats. On observe que les courbes simplifiées des spécimens 2 à 4 présentent quelques similarités. En effet, les défauts de rectitude augmentent progressivement dans la direction négative jusqu'au sommet des poteaux. Toutefois, les amplitudes des défauts du spécimen 2 sont initialement définies positives pour terminer dans le signe contraire. On peut également ajouter que tous les spécimens présentent une excentricité au sommet qui varie de 2,6 mm (*L/1563*) à 13,8 mm (*L/290*).

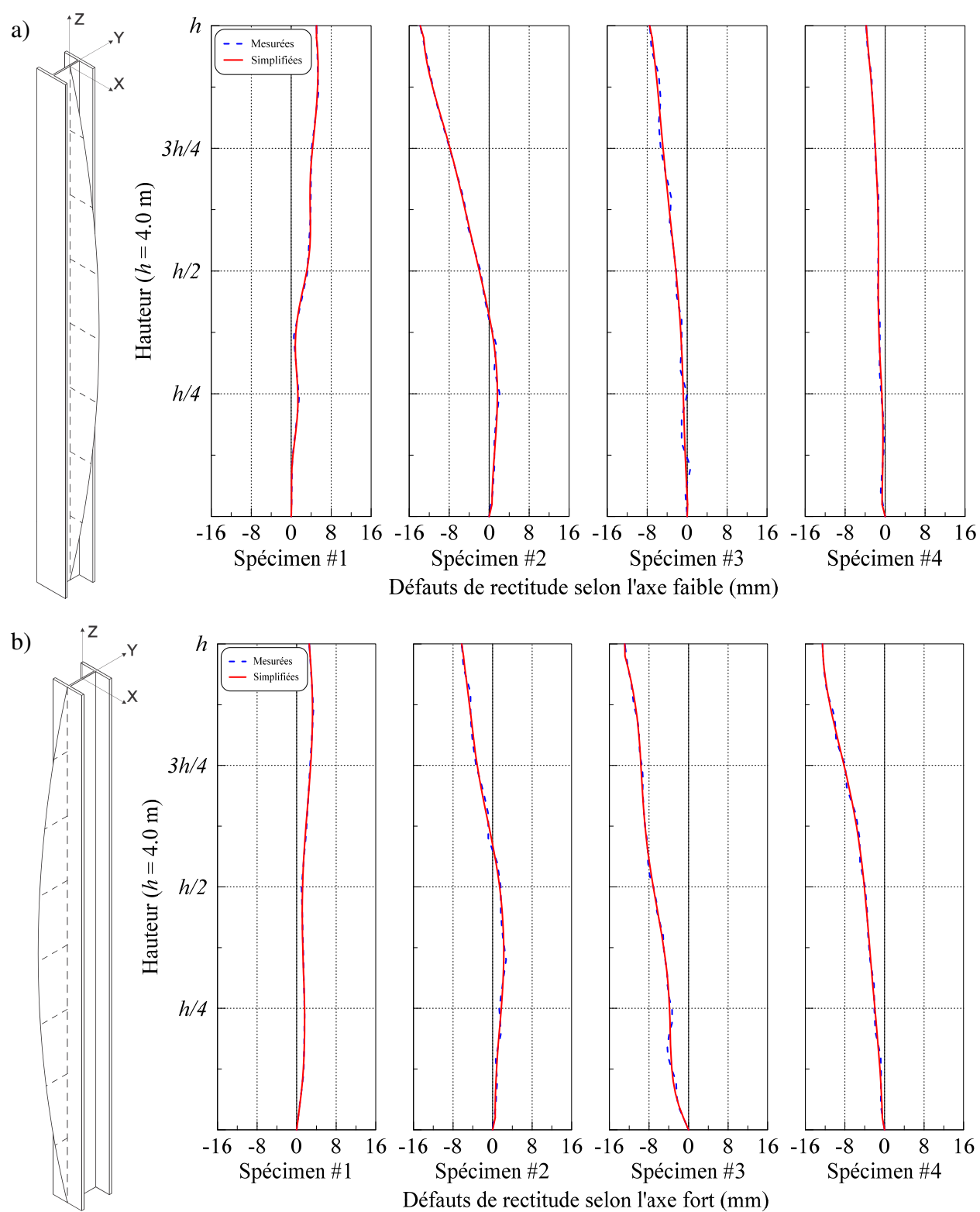


Figure 3-7: Défauts de rectitude des poteaux : a) selon l'axe faible ; b) selon l'axe fort.

Étude du comportement lorsque les extrémités de la colonne sont décalées

Dans l'optique d'étudier le comportement d'une colonne d'acier présentant une excentricité entre ses deux extrémités, un modèle simple a été élaboré avec le logiciel *OpenSees* (McKenna & Fenves, 2015). Le matériau de la colonne a été modélisé avec *Steel02* adoptant les propriétés fournies par le producteur ($F_y = 435$ MPa). Les autres paramètres du matériau *Steel02* proviennent de la caractérisation effectuée à la section 4.1.1.1 pour un chargement monotone. Les défauts de rectitude et les contraintes résiduelles ont été incorporés au modèle. Les détails du modèle sont donnés à la section 4.1.3. Pour les contraintes résiduelles, on a adopté le profil et les amplitudes proposés par Galambos et Ketner (1959). Pour les défauts de rectitude, on a adopté un profil qui s'approche des imperfections mesurées. Les conditions d'appuis des extrémités correspondent à ceux du premier essai.

Pour prédire la charge de flambement, C_u , avec le modèle numérique, on procède à une analyse inélastique du flambement en imposant un déplacement vertical, Δ_z , au sommet de la colonne jusqu'à ce que le flambement du poteau se produise. On présente à la figure 3-8b les charges de flambement obtenues lorsqu'on varie le défaut de rectitude au sommet de la colonne entre 0 mm et 20 mm. La courbe pointillée rouge montre la charge de flambement qui a été utilisée par la courbe bleue. En plus de la charge axiale, le moment de flexion interne au sommet du poteau est donné à la figure 3-8c.

À partir des résultats, on observe que l'augmentation du défaut de rectitude au sommet de la colonne conduit à un effort de flexion plus grand au sommet de la colonne (figure 3-8c). L'effet combiné de l'effort axial à un effort de flexion plus grand entraîne une diminution de la charge de flambement. Selon la figure 3-7, le défaut de rectitude au sommet de la colonne varie entre 4 et 16 mm. Pour cette plage de défauts, on obtient une différence de 100 kN pour la charge de flambement.

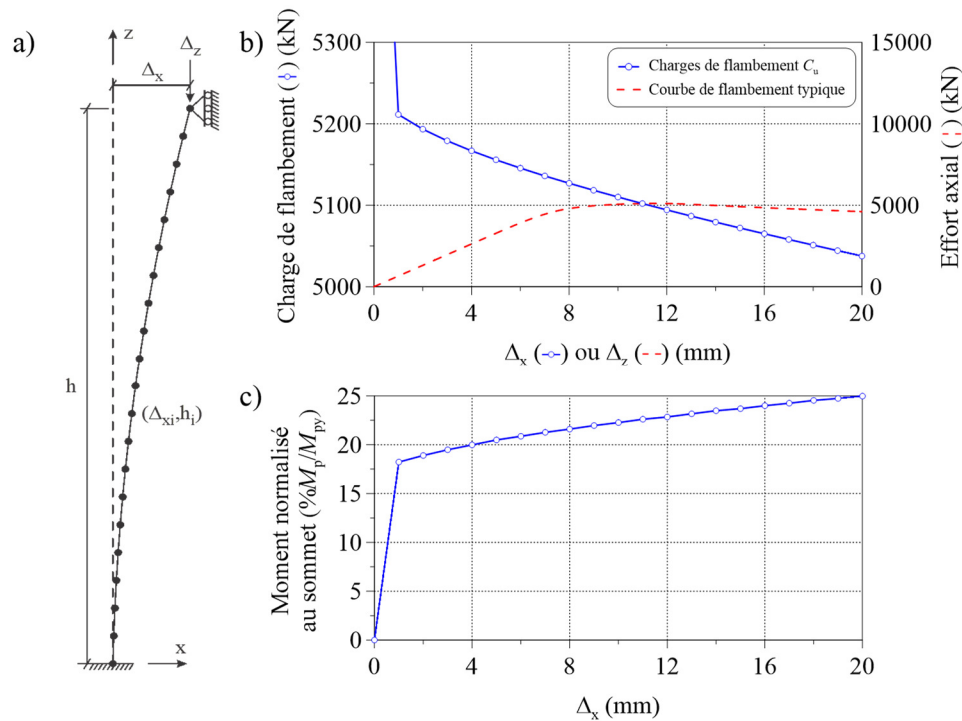


Figure 3-8: Étude d'un poteau avec un défaut de rectitude au sommet : a) modèle utilisé ; b) charges de flambement ; c) moment de flexion au sommet de la colonne à la charge de flambement.

La résistance du poteau, basée sur les équations (2-6), (2-7) et (2-9), est de 4494 kN. Dans ces équations, on a utilisé la limite élastique de l'acier fournie par le producteur, car la caractérisation des propriétés de l'acier n'avait pas été réalisée à cette étape. De plus, on a considéré un coefficient d'élancement du poteau de 0,5 pour la résistance à la compression selon les axes fort et faible de la section (poteau encastré à ses deux extrémités). Pour la résistance à la torsion, on a utilisé le coefficient d'élancement recommandé par la norme CSA S16 de 1,0. La charge de flambement, C_u , est donc de 4494 kN. Cette charge de flambement est inférieure à celle obtenue du logiciel *OpenSees* pour un défaut de rectitude de 20 mm au sommet de la colonne et elle sera utilisée à la section 3.4 pour définir les protocoles de chargement des essais 1 et 2.

Un exercice similaire a été réalisé avec le logiciel *Abaqus* (Simulia, 2011) à la différence que les défauts de rectitude provenaient d'une analyse de flambement et correspondait au premier mode pour les deux extrémités du poteau alignées. L'amplitude du plus grand défaut de rectitude avait été fixée à $h/1000$ où h est la hauteur du poteau. Les propriétés du matériau et le profil des contraintes résiduelles étaient identiques à ceux du modèle *OpenSees*. Les détails d'une

modélisation avec le logiciel *Abaqus* sont présentés à la section 4.2. Lors de l'analyse inélastique du flambement, une charge de flambement de 5144 kN a été obtenue. Cette charge de flambement sera utilisée pour définir les protocoles de chargement des essais 3 et 4.

3.2.4 Assemblage des spécimens dans le système de chargement

Dans le montage expérimental, la conception des assemblages aux extrémités des poteaux avait été effectuée (par d'autres) pour obtenir une condition s'approchant le plus possible d'un encastrement parfait : assemblages par plaques d'extrémité comprenant des plaques de très grande rigidité et résistance. De plus, ces plaques ont été usinées avec précision pour obtenir un excellent contact et ont été assemblées avec de nombreuses vis à très haute résistance afin d'obtenir une précontrainte suffisante pour maintenir le contact et éviter le soulèvement en plus du glissement pendant l'essai (figure 3-9a). La mise en place des spécimens était donc une étape cruciale pour obtenir les conditions d'encastrement souhaitées. On devait aussi minimiser les erreurs d'alignement pour obtenir un bon contact des plaques et un spécimen bien positionné dans l'axe du système de chargement. Le serrage des vis d'assemblage était particulièrement important pour atteindre le niveau de précontrainte nécessaire dans les assemblages.

Les spécimens étaient fixés aux plateaux du système de chargement au moyen de 14 vis ASTM A574 de 2 pouces de diamètre (figure 3-2). Ces vis étaient soumises à une prétension de 800 kN au moyen d'une visseuse hydraulique TX-8 (figure 3-9b) avec laquelle on appliquait un couple de serrage de 6,4 kN·m. Dans la figure 3-9c, on montre le protocole adopté pour le serrage des 14 vis.

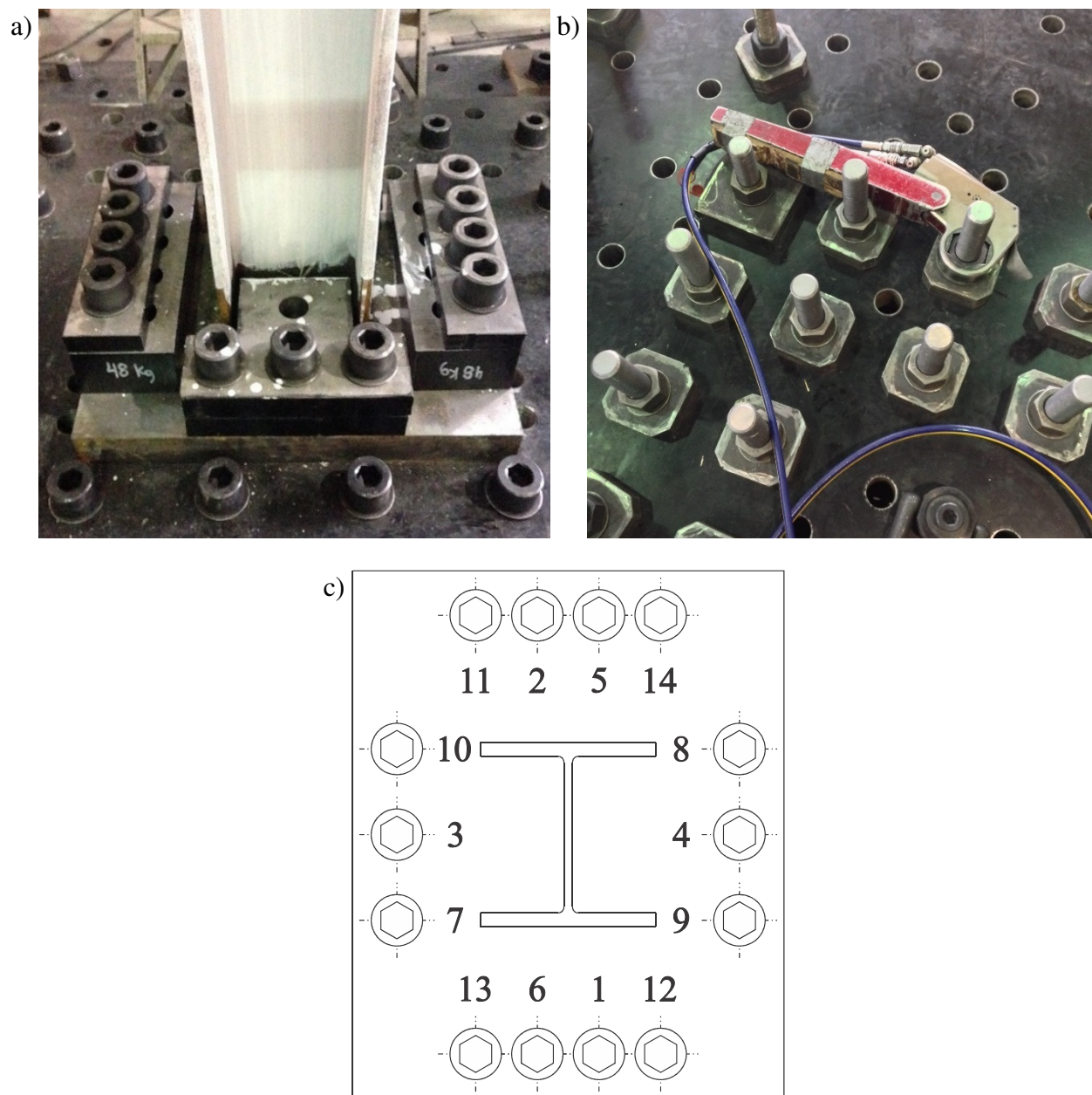


Figure 3-9: Assemblage des colonnes d'acier : a) plaques d'appuis ; b) visseuse hydraulique TX-8 ; c) protocole de serrage.

3.3 Système de chargement à six degrés de liberté

Dans le cadre des essais, un système de chargement à six degrés de liberté conçu par Polytechnique Montréal et la compagnie *MTS* a permis d'effectuer différents protocoles de chargement imposés à des poteaux d'acier. Le laboratoire de structure de Polytechnique Montréal est le troisième dans

le monde à s'être doté d'un tel système après l'université technologique de Swinburne et l'université du Minnesota. Cette section présente les caractéristiques de ce système ainsi que les limitations.

3.3.1 Présentation du montage

Le montage est composé de huit vérins, dont quatre horizontaux et quatre verticaux. La disposition de ces vérins est illustrée à la figure 3-10. Une plaque inférieure sur laquelle les vérins verticaux sont installés est placée sur la dalle de béton. Plusieurs tiges filetées passant au travers de cette dalle permettent de fixer solidement le montage. Sur la plaque inférieure, une plaque intermédiaire de plus petite taille sur laquelle le spécimen est reposé est assemblée à la première par des vis. La plaque intermédiaire assure un transfert efficace des efforts lors des essais. Au sommet, un plateau de chargement est fixé aux vérins verticaux et latéraux. Une plaque intermédiaire est également vissée sous le plateau de chargement.

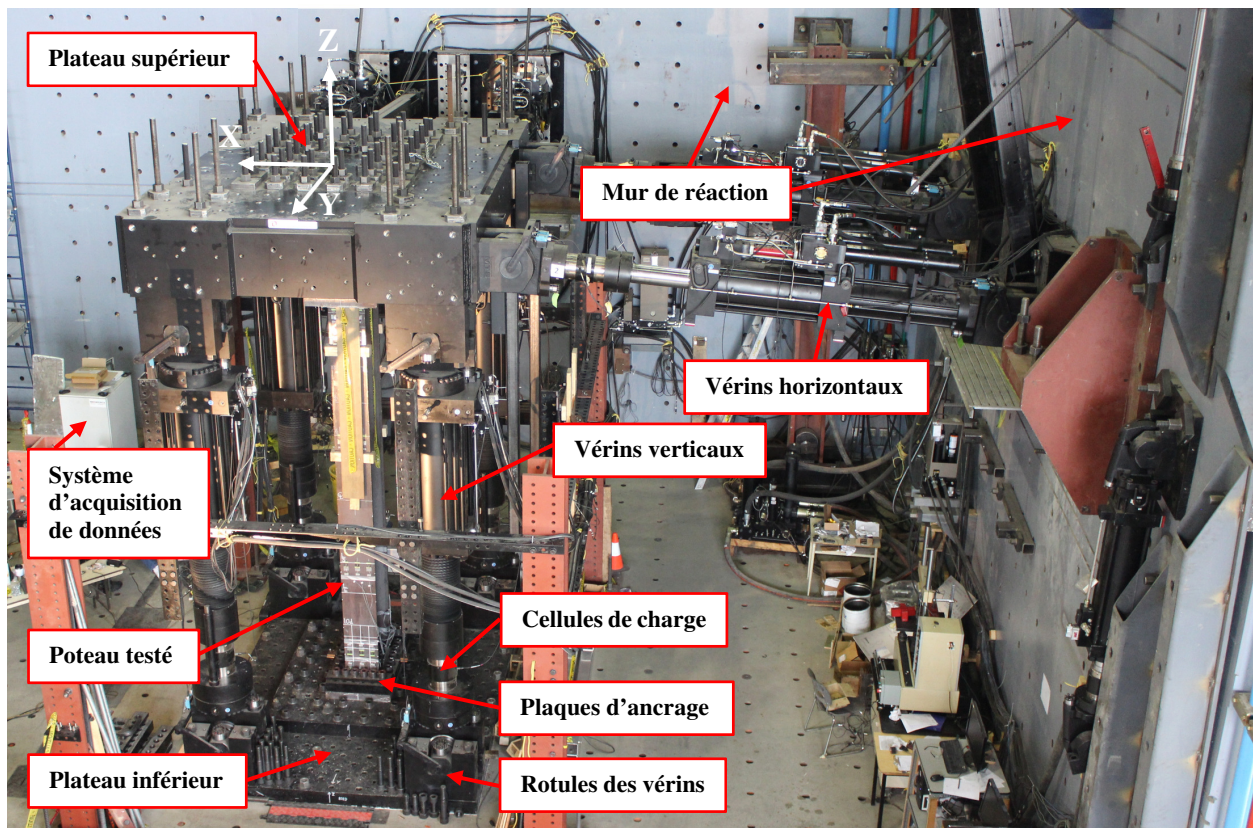


Figure 3-10: Système de chargement à six degrés de liberté. Crédit : Laboratoire de structure de Polytechnique Montréal

Dans ce montage, uniquement le plateau de chargement subit des déplacements et/ou rotations en fonction des élongations et/ou raccourcissement des vérins. Les rotules présentent aux extrémités des vérins permettent une rotation du plateau de chargement. Il sera discuté plus loin du frottement engendré par ces rotules. Les limites physiques de l'ensemble du système sont présentées au tableau 3-5. Bien que la limite maximale de rotation des vérins soit de 7 degrés, des dispositifs ont été installés afin d'arrêter tout essai lorsqu'une limite était atteinte. La limite de rotation était de 6,0 degrés pour les vérins verticaux et de 5,0 degrés pour les vérins horizontaux. Le contrôleur principal du montage contrôle les limites imposées aux forces et aux déplacements.

Tableau 3-5: Caractéristiques du système à six degrés de liberté. (Source : Martin Leclerc, Ing. M.sc.a)

Force verticale (DDL3)	$\pm 7200 \text{ kN}$ ($\pm 1800 \text{ kN}$ par vérin)
Force horizontale (DDL1 et 2)	$\pm 2000 \text{ kN}$ ($\pm 1000 \text{ kN}$ par vérin)
Course des vérins verticaux	$\pm 300 \text{ mm}$
Course des vérins horizontaux	$\pm 375 \text{ mm}$
Rotation (toutes)	6,0 degrés (0,1047 rad.) pour les vérins verticaux 5,0 degrés (0,0873 rad.) pour les vérins horizontaux
Moment X-X (DDL4)	<ul style="list-style-type: none"> • À partir des vérins verticaux $\pm 10800 \text{ kN}\cdot\text{m}$ • À partir des vérins horizontaux $\pm 9460 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (à l'élévation la plus basse) $\pm 18460 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (à l'élévation la plus haute) • Combinaison des vérins ± 20260 à $\pm 29260 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Moment Y-Y (DDL5)	<ul style="list-style-type: none"> • À partir des vérins verticaux $\pm 7200 \text{ kN}\cdot\text{m}$ • À partir des vérins horizontaux $\pm 9460 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (à l'élévation la plus basse) $\pm 18460 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (à l'élévation la plus haute) • Combinaison des vérins ± 16660 à $\pm 25660 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Moment Z-Z (DDL6)	<ul style="list-style-type: none"> • À partir des vérins verticaux $\pm 5000 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Les forces et les moments maximums pouvant être atteints par le montage dans leur degré de liberté respectif sont également données dans le tableau 3-5. Toutefois, un chargement selon plusieurs degrés de liberté affecte les efforts maximums pouvant être atteints. Il est nécessaire, avant un essai, de vérifier les déplacements et les rotations des rotules des vérins dans le but de ne pas

excéder les limites imposées. Une feuille de calcul Excel était disponible afin de calculer les rotations imposées à toutes les rotules à partir d'un ensemble de déplacements et/ou rotations appliqué au sommet de la colonne.

Les configurations horizontale et verticale du système sont présentées à l'ANNEXE A. Dans la configuration horizontale, on détermine la position initiale du plateau de chargement avant un essai. À partir de ce point, toutes les limites de déplacement du tableau 3-5 peuvent être appliquées. Comme le montre la configuration verticale, le système de chargement permet des essais sur différentes longueurs de colonnes variant entre 4 et 8 mètres. Dans le cadre de cette maîtrise, uniquement la configuration pour des colonnes de 4 mètres a été utilisée.

3.3.2 Types d'essais

Plusieurs types d'essais sont possibles avec ce dispositif. Par énumération, il y a les essais quasi statiques ou cycliques, les essais pseudo-dynamiques et les essais hybrides. Dans le cadre de ce projet, uniquement des essais quasi statiques ont été réalisés. Pour ces essais, tous les degrés de liberté peuvent être sollicités à la fois, mais à une vitesse qui n'engendre pas de déformation dynamique dans la colonne. Comme il est expliqué à la section 3.4.1, la vitesse de l'essai a été déterminée en limitant le taux de déformation à $50 \mu\text{mm/mm/s}$, qui est le standard des essais quasi statiques. À l'inverse, un essai pseudo-dynamique engendre des déformations dynamiques dans la colonne. Lorsque la vitesse excède $50 \mu\text{mm/mm/s}$, une augmentation de la limite élastique de l'acier est observée. Quant à l'essai hybride, ce dernier utilise un modèle d'éléments finis afin d'obtenir un protocole de chargement. Dans ce modèle, un élément est choisi et remplacé par un élément expérimental qui fait référence à la colonne testée. Durant l'essai, la colonne est soumise aux mêmes déplacements que ceux enregistrés dans le modèle. Les efforts enregistrés par le contrôleur sont retournés aux logiciels d'éléments finis et vice-versa.

3.3.3 Contrôleurs et systèmes d'acquisition des données

Le dispositif de chargement est livré avec plusieurs systèmes provenant de la compagnie *MTS*. Les huit vérins et les systèmes d'acquisition sont gérés à l'aide du contrôleur nommé *Flex Test 200*. La série 793 du logiciel maison de *MTS* est installée dans le contrôleur. L'application *TestSuite*, disponible avec le logiciel, permet d'élaborer et d'exécuter différents protocoles de chargement imposés à une colonne. Durant les essais, un système d'acquisition *HBM* extrait les efforts des

vérins provenant des cellules de charges. Toutefois, un artifice de calculs est requis pour déterminer les efforts provenant des huit vérins. En effet, le dispositif est dit hyperstatique car il y a une force par vérin à définir pour un total de huit forces dans un système à six degrés de liberté. Tous les calculs pour obtenir les efforts proviennent du logiciel de la compagnie *MTS*.

3.3.4 Conditions d'appuis

Comme il a été présenté à la section 3.2, le dispositif de chargement possède un plateau amovible. On applique des déplacements et/ou des rotations au sommet de la colonne à partir des vérins hydrauliques. Différentes conditions d'appuis peuvent être simulées en bloquant l'allongement d'un ou de plusieurs vérins. On présente à la figure 3-11 quelques cas possibles.

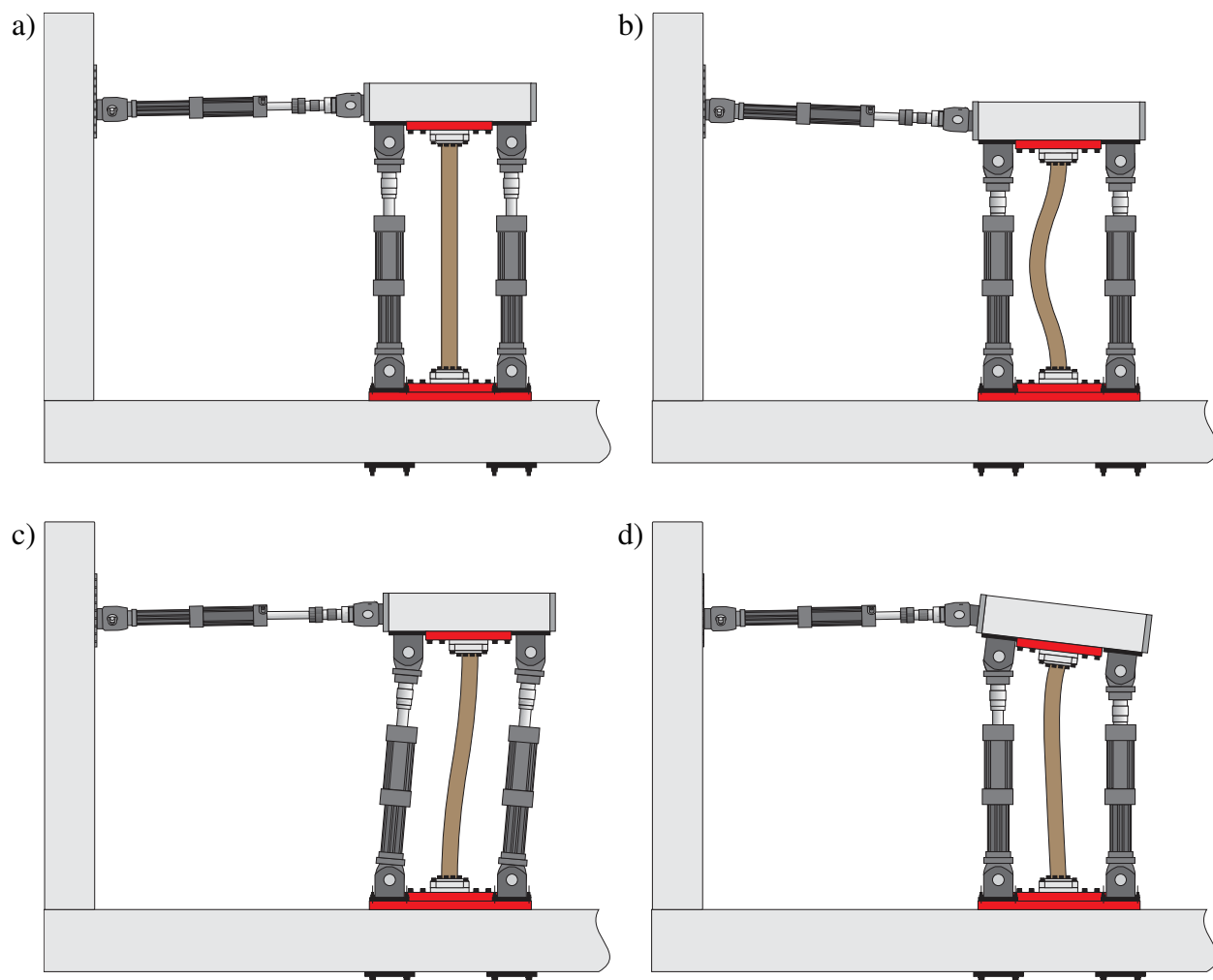


Figure 3-11: Conditions d'appuis possibles avec le dispositif : a) montage initial ; b) déplacement longitudinal en bloquant les rotations et les déplacements latéraux ; c) déplacement latéral en bloquant les rotations du plateau supérieur ; d) rotation en bloquant les déplacements latéraux de la colonne. Crédit : Ali Imanpour

L'assemblage final de la colonne avant un essai est représenté à la figure 3-11a et aucun déplacement n'est observé dans les vérins. En observant la figure 3-11b, il est possible d'appliquer uniquement un déplacement longitudinal à la colonne. Pour y parvenir, les vérins horizontaux empêchent le déplacement latéral au sommet que pourrait subir la colonne dans une telle sollicitation. Le déplacement vertical des quatre vérins verticaux est identique, ce qui empêche une rotation de se produire au sommet de la colonne. La coordination des vérins est assurée par le contrôleur. Comme montré à la figure 3-11c, les vérins horizontaux peuvent imposer un

déplacement latéral à la colonne. Dans ce scénario, les vérins verticaux empêchent toutes rotations du plateau de chargement. Finalement, la coordination des vérins peut permettre une rotation sans déplacements latéraux (figure 3-11d). À noter que les rotations et les déplacements sont calculés à partir d'un point de contrôle. Pour les colonnes d'acier testées, ce point est situé au centre géométrique au sommet de la colonne sous le plateau de chargement.

3.3.5 Instrumentations

Le système d'acquisition des données présenté à la section 3.3.3 mesure également le déplacement des huit vérins. Par un calcul interne de la part du logiciel de *MTS*, les déplacements de la colonne au point de contrôle sont parallèlement mesurés. Lorsque le protocole est défini dans le logiciel *TestSuite*, les déplacements imposés font référence au point de contrôle. Le système dans lequel les déplacements de la colonne sont enregistrés est dit absolu lorsqu'ils proviennent des vérins. Les déplacements du plateau qui sont obtenus des capteurs de déplacement des vérins comprennent les déplacements résultant des déformations axiales des vérins, des déformations du plateau de chargement et des déformations de la dalle d'essais et des murs de réaction. Par conséquent, ils ne donnent pas exactement les déplacements imposés aux spécimens.

Toutefois, un système relatif a été ajouté au système de chargement à six degrés de liberté. Ce système est basé uniquement sur les déplacements et les rotations de la colonne. Le système est présenté à la figure 3-12. Des cornières en acier étaient premièrement vissées aux plaques d'extrémités. Par la suite, deux profilés HSS en aluminium étaient disposés sur ces cornières de part et d'autre de la colonne. Sur chacune des extrémités de ces HSS, deux encodeurs digitaux de type BTF08-A1AM0340 pointant deux directions perpendiculaires étaient installés.

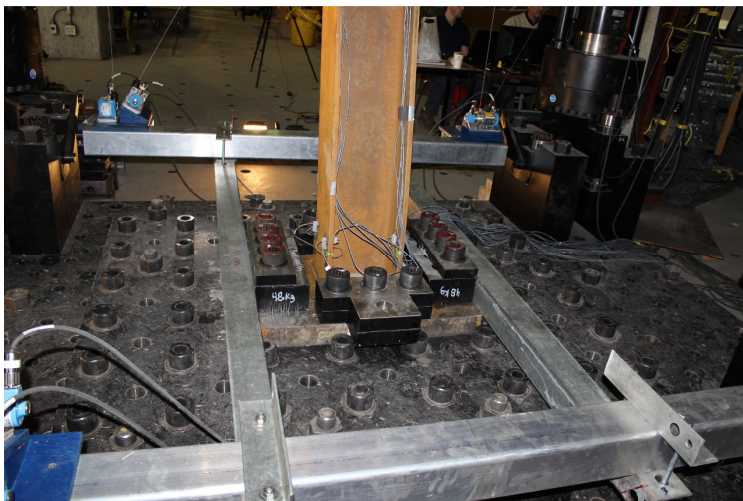


Figure 3-12: Système relatif du système de chargement à six degrés de liberté.

Un montage identique était installé sur les plaques d'extrémités au sommet de la colonne. Par contre, des œillets étaient placés aux extrémités des HSS afin de relier les cordes des encodeurs. Lorsque le système relatif était installé, la position des huit points de référence des encodeurs et des huit œillets était précisément mesurée selon un système d'axes provenant de deux lasers. Par un changement de système d'axes, les positions selon le système d'axes du système de chargement étaient enregistrées dans le contrôleur.

Il est possible, dans le système de chargement, d'imposer soit une force ou un déplacement au sommet de la colonne. Si la colonne subit un déplacement, le système absolu ou relatif peut être utilisé. Il est plus sécuritaire d'utiliser le système absolu puisqu'il dépend des vérins. Le système relatif, quant à lui, dépend des encodeurs. Si un encodeur ou une de corde est accroché, le système de contrôle réagira et commandera des déplacements découlant des déplacements qui auront été accidentellement imposés.

Si, pendant un essai, une force est imposée selon un degré de liberté (ex. charge axiale sur la colonne), des limites de déplacement sont spécifiées selon ce degré de liberté dans le système de contrôle pour éviter d'imposer rapidement de grands déplacements lorsque la rupture se produit et que le spécimen ne peut plus supporter la force imposée (comme c'est le cas après le flambement d'une colonne).

3.3.6 Frottement dans le système de chargement

Avant d'effectuer les essais sur les poteaux, des essais préliminaires ont été réalisés avec et sans spécimen de colonne pour vérifier le bon fonctionnement du système de chargement et le comportement élastique des spécimens. L'un de ces essais préliminaires consistait à appliquer plusieurs cycles de déplacement vertical d'amplitude de 2,9 mm à un spécimen. Ces déplacements n'induisaient pas de déformations inélastiques à la colonne. La rigidité axiale théorique des spécimens était de 657 kN/mm pour un effort axial de 1905 kN à un déplacement axial de 2,9 mm. Pour ce test, on anticipait un comportement parfaitement élastique. Les résultats du test préliminaire sont montrés à la figure 3-13. Dans cette figure, on observe que la courbe montre une hystérésis plutôt qu'un comportement parfaitement linéaire et élastique. La pente de l'hystérésis correspond à la rigidité axiale et varie entre 664 kN/mm et 800 kN/mm. La plus faible rigidité correspond donc à la rigidité axiale des spécimens. Ce comportement révèle que du frottement est présent dans le système de chargement. L'étude a montré qu'il s'agit du frottement dans les rotules des vérins qui s'opposent aux rotations des rotules et, par conséquent, crée des forces supplémentaires qui sont enregistrées par les cellules de charges des vérins. Le frottement est présent dans tous les essais et pour différentes sollicitations qui seront présentées au chapitre 5.

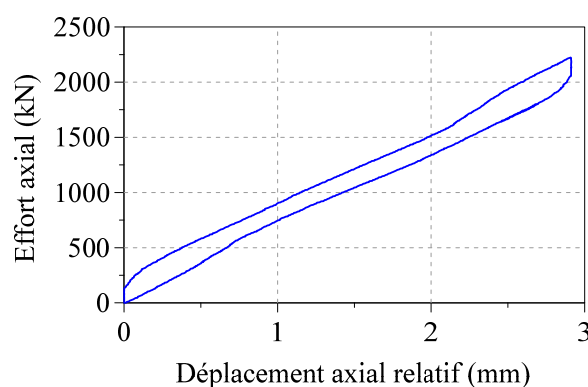


Figure 3-13: Hystérésis d'un test préliminaire.

Dans le but de réduire au maximum le frottement dans les rotules des vérins, on a diminué la pression interne dans les rotules en desserrant les boulons des rotules. Aucune autre mesure correctrice n'a été apportée pour le programme expérimental décrit dans ce mémoire et les forces mesurées qui sont rapportées au chapitre 5 incluent donc les forces supplémentaires induites par le

frottement. Certains correctifs ont toutefois été appliqués à l'effort axial mesuré lors de l'essai 1 (voir la section 5.1.3) et à l'effort de flexion mesuré lors des essais 3 et 4 (voir les sections 5.3.2 et 5.4.2).

3.4 Protocoles de chargement

Dans cette section, on présente les protocoles de chargement appliqués aux quatre essais. On y traite des taux de chargement, des différentes phases de chargement et des conditions d'appuis au sommet des poteaux. Comme déjà mentionné, l'extrémité du bas est encastrée dans le montage.

3.4.1 Essai 1 : Quasi statique E-E

Le premier essai visait à étudier le flambement d'une colonne encastrée à ses deux extrémités et soumise à une charge axiale de compression. L'essai visait aussi à vérifier le comportement des assemblages d'extrémité. Pour ce faire, on a élaboré un protocole de déplacement vertical croissant appliqué vers le bas. Les déplacements latéraux et les rotations au sommet étaient empêchés durant l'essai. L'essai est dit quasi statique avec extrémités encastrées (E-E). On présente à la figure 3-14 les conditions d'appuis de la colonne ainsi que le protocole de déplacement vertical appliqué.

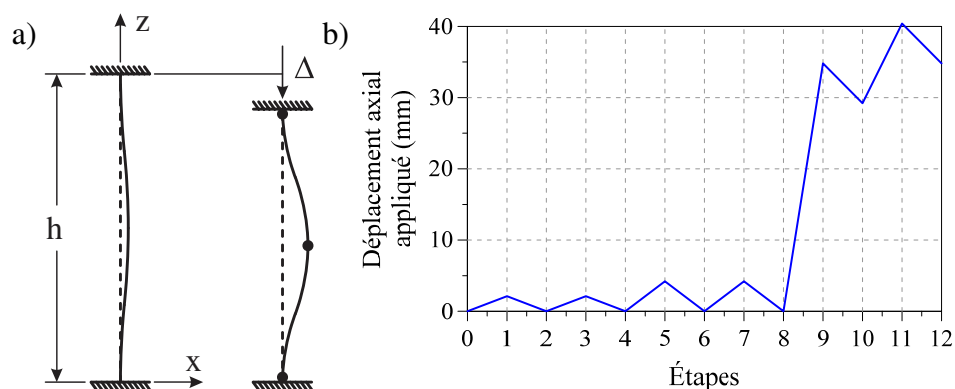


Figure 3-14: Protocole de chargement du spécimen 1 : a) conditions d'appuis et déformée anticipée ; b) protocole de déplacement vertical.

Dans la figure 3-14a, le poteau situé à gauche illustre une colonne avant qu'une sollicitation ne soit appliquée. La déformée initiale correspond à des défauts de rectitude théoriques pour une colonne doublement encastrée avec une amplitude au centre correspondant à $h/1000$ où h est la hauteur de la colonne. La colonne de droite correspond au poteau soumis à un déplacement vertical.

Le protocole de déplacement vertical comportait quatre demi-cycles suivis d'un grand déplacement causant le flambement du poteau. L'essai se terminait par un cycle de déplacement vertical dans la zone post-flambement. L'amplitude des déplacements verticaux était basée sur la rigidité axiale nominale du spécimen de 640 kN/mm et sur la résistance à la compression de 4494 kN calculée à la section 3.2.3.2 avec les hypothèses de la norme CSA S16 et la limite élastique du producteur. Le déplacement vertical correspondant à cette force est de 7,02 mm. On a donc choisi d'appliquer 30% de cette amplitude aux deux premiers demi-cycles et 60% aux deux demi-cycles suivants. Le déplacement vertical à la suite des demi-cycles correspondait à quatre fois celui de la force maximale ($AF_y = 5568$ kN) pouvant être appliquée sur la section (34,8 mm). Le cycle dans la zone post-flambement était basé sur l'effort axial résiduel de 3577 à un déplacement vertical de 34,8 mm. Pour obtenir cette force, un modèle *OpenSees* (voir le chapitre 4) a été utilisé avec la limite élastique du producteur. Par conséquent, l'amplitude du cycle final était de $\pm 5,59$ mm.

On devait définir, avant l'essai, la vitesse d'application du déplacement vertical. La vitesse appliquée devait limiter le taux de déformation à 50 $\mu\text{mm}/\text{mm}/\text{s}$ pour éviter les effets dynamiques sur le matériau (voir la section 3.5). Pour calculer cette vitesse, on a étudié les déformations avec les logiciels *OpenSees* et *Abaqus* aux endroits anticipés des rotules plastiques. Dans la figure 3-15a, on présente les déformations obtenues des deux logiciels. Dans le logiciel *OpenSees*, le nœud au centre du poteau présentait les plus grandes déformations. Dans le logiciel *Abaqus*, il s'agissait des déformations inélastiques du nœud le plus sollicité.

On présente à la figure 3-15b le taux de déformation limité à 50 $\mu\text{mm}/\text{mm}/\text{s}$. Pour déterminer la vitesse d'application du déplacement vertical, on a utilisé l'équation suivante :

$$v[\text{mm}/\text{s}] = \frac{50 \times 10^{-6} [\text{mm}/\text{mm} \cdot \text{s}]}{\Delta_{\epsilon, \max} [\text{mm}/\text{mm}]} \times \tau [\text{mm}] \quad (3-2)$$

Dans cette équation, $\Delta_{\epsilon, \max}$ fait référence à la plus grande différence de déformation entre deux incréments et τ est le taux d'application du déplacement dans les logiciels à chaque incrément.

La vitesse à laquelle le déplacement vertical devait être appliqué pour limiter le taux de déformation à 50 $\mu\text{mm}/\text{mm}/\text{s}$ était de 0,0223 mm/s. Cette vitesse a été utilisée durant tout l'essai.

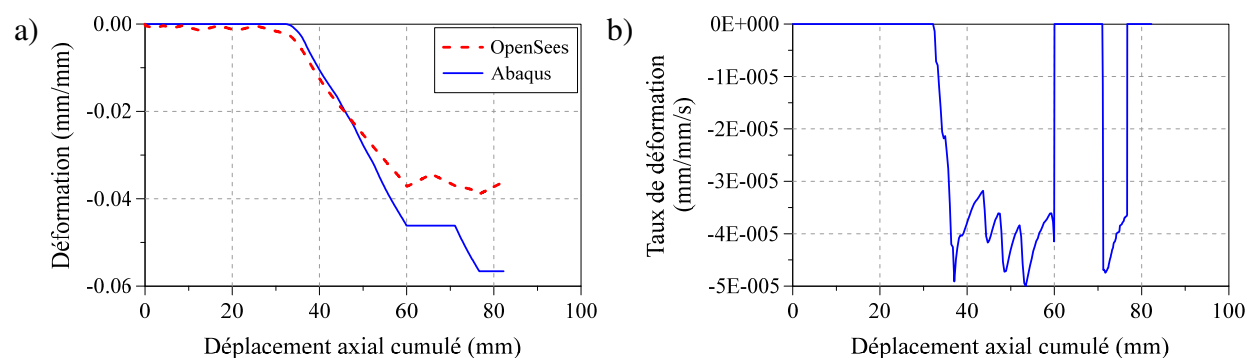


Figure 3-15: Détermination de la vitesse d'application du déplacement vertical pour l'essai 1 : a) déformation en fonction du déplacement vertical cumulé ; b) taux de déformation (*Abaqus*).

3.4.2 Essai 2 : Quasi statique E-A

Le second essai expérimental était semblable au premier du fait que la seule différence provenait de la condition d'appui au sommet du poteau. Contrairement à l'essai 1, les rotations étaient permises au sommet du poteau en plus du déplacement vertical. Les conditions d'appuis des deux extrémités étaient donc encasturé-articulaire (E-A). Dans la figure 3-16a, on présente les déformées initiale et au lors du flambement du poteau. Deux rotules plastiques étaient anticipées dans cet essai. La première était localisée à la base du spécimen et la seconde à $0,7h$ à partir de la base du poteau.

Le déplacement vertical appliqué est présenté à la figure 3-16b. L'amplitude des quatre demi-cycles initiaux élastiques était identique à l'essai 1 puisque la résistance à la compression du poteau était basée sur la flexion-torsion. À la suite des demi-cycles, on a choisi d'appliquer un déplacement d'une amplitude de 13,1 mm, soit 1,5 fois le déplacement à la plastification totale de la section (AF_y). La force résiduelle à la fin de ce cycle était de 4151 kN, ce qui équivaut à un déplacement de 6,48 mm. Pour réduire la durée de l'essai, on a réduit l'amplitude du cycle dans la zone post-flambement par un facteur de 3,0.

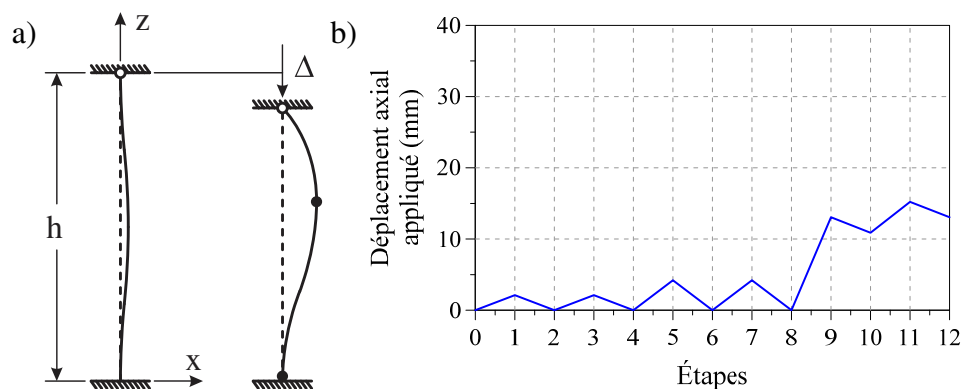


Figure 3-16: Protocole de chargement du spécimen 2 : a) conditions d'appuis et déplacements appliqués ; b) déplacement axial appliqué.

La figure 3-17 montre les déformations à la fibre critique ainsi que le taux de déformation obtenu avec une vitesse d'application du déplacement de 0,0124 mm/s. Dans cet essai, le logiciel *OpenSees* a mesuré la vitesse d'application du déplacement vertical la plus faible.

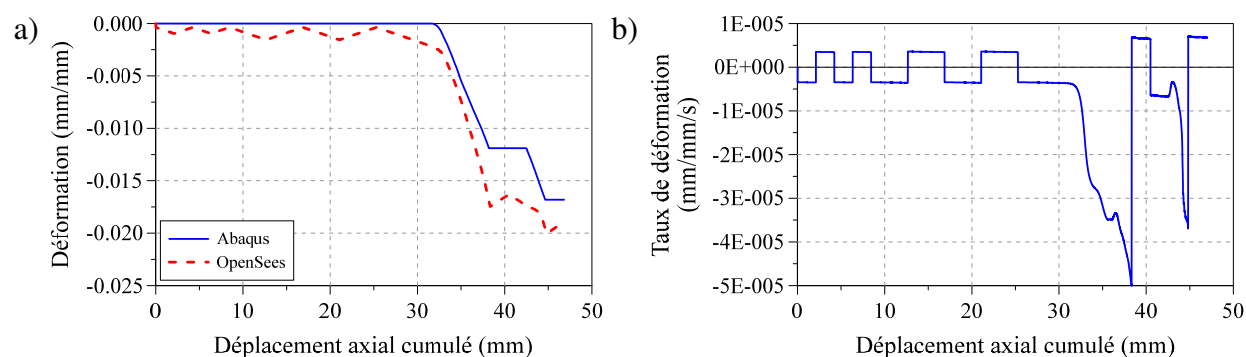


Figure 3-17: Détermination de la vitesse d'application du déplacement vertical pour l'essai 2 : a) déformation en fonction du déplacement vertical cumulé ; b) taux de déformation (*OpenSees*).

3.4.3 Essai 3 : Rotation cyclique selon l'axe fort

Le protocole du troisième a pour but de simuler l'effet d'un séisme sur un poteau faisant partie d'un contreventement concentrique. On prévoit durant un séisme que les déplacements latéraux et rotations oscillent autour de zéro alors que l'effort axial dans les poteaux oscillera autour de l'effort produit par les charges de gravité, effort qui correspond à environ 30-40% de la capacité de la colonne. Cependant, on s'attend à ce que l'effort maximum dans la colonne, qui peut atteindre

environ 70-90% de sa capacité axiale, survienne en même temps que les déplacements latéraux et les rotations maximums. Dans l'essai, on a adopté un protocole plus simple, mais plus sévère, où la charge axiale était maintenue constante à 90% de la capacité de la colonne, ceci pour favoriser le flambement de la colonne pendant l'essai. La capacité a été présentée à la section 3.2.3.2 pour le logiciel *Abaqus* et correspond à 5144 kN. Le protocole de chargement de l'essai 3 est présenté à la figure 3-18 et se divisait en trois phases dans lesquelles les sollicitations produisaient de la flexion selon l'axe fort de la section. Dans la première phase, on appliquait la charge axiale. Durant cette étape, tous les degrés de liberté étaient bloqués excepté le déplacement vertical. Une fois cette phase terminée, un déplacement horizontal de 100 mm ($2,5\% h$) était appliqué au sommet. Le degré de liberté associé à ce déplacement était libéré. L'essai se poursuivait avec le protocole cyclique de rotation présenté à la figure 3-18b jusqu'au flambement du poteau. Durant cette étape, les déplacements latéraux étaient empêchés tout comme la torsion et la rotation selon l'axe faible de la section.

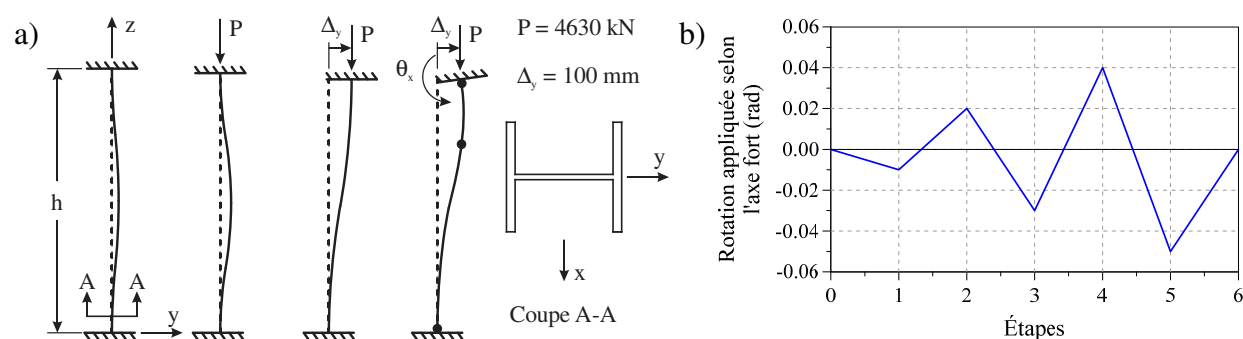


Figure 3-18: Protocole de chargement du spécimen 3 : a) conditions d'appuis et rotations appliquées ; b) rotations appliquées selon l'axe fort (rad.).

La figure 3-19 présente les déformations obtenues des logiciels *OpenSees* et *Abaqus*. Pour cet essai, les plus grandes déformations et les vitesses les plus faibles ont été obtenues avec le logiciel *OpenSees*. Ces paramètres ont été obtenus à l'endroit le plus critique sur la colonne. Dans le tableau 3-6, on donne les vitesses d'application de la charge axiale, du déplacement latéral et des rotations. Dans les simulations numériques, le flambement survenait à une rotation égale à 0,00 rad. pendant l'excursion de 0,04 rad. à -0,05 rad. Toutefois, dans ces modèles, les contraintes résiduelles et les défauts de rectitude ne correspondaient pas aux valeurs mesurées plus tard et l'on a imposé une rotation plus importante afin d'assurer l'obtention d'une instabilité par flambement.

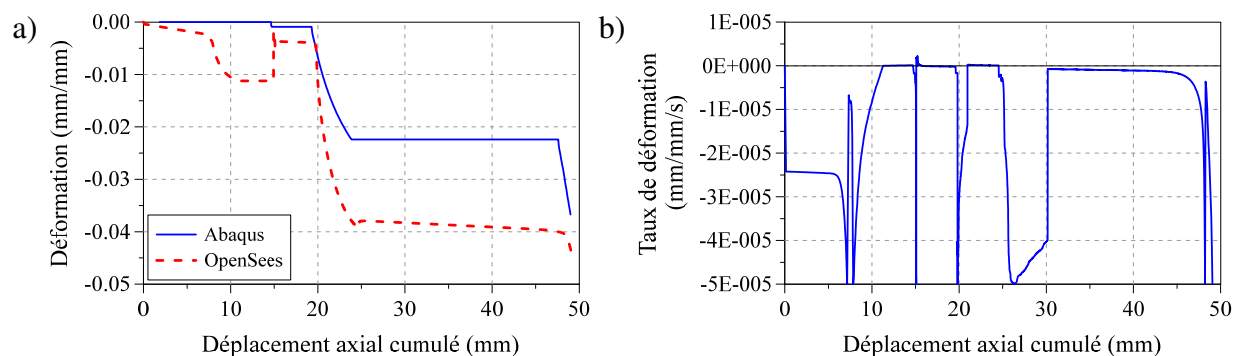


Figure 3-19: Détermination de la vitesse d'application de la force axiale, du déplacement latéral et des rotations pour l'essai 3 : a) déformation en fonction du déplacement axial cumulé ; b) taux de déformation (*OpenSees*).

Tableau 3-6: Taux de chargement pour les différentes phases de l'essai 3.

Étape	Force axiale	Déplacement latéral	Rotation	Vitesse
(-)	(kN)	(mm)	(rad)	(-)
1	-4630	0	0	-50,9 kN/s
2	-4630	100	0	0,066 mm/s
3	-4630	100	-0,01	$-1,42 \times 10^{-5}$ rad/s
4	-4630	100	0,02	$1,42 \times 10^{-5}$ rad/s
5	-4630	100	-0,03	$-3,75 \times 10^{-5}$ rad/s
6	-4630	100	0,04	$2,45 \times 10^{-5}$ rad/s
7	-4630	100	-0,05	$-2,45 \times 10^{-5}$ rad/s

3.4.4 Essai 4 : Rotation cyclique selon l'axe faible

Le protocole de chargement du dernier essai est similaire à celui de l'essai 3 sauf que les sollicitations produisaient de la flexion selon l'axe faible de la section. De plus, on a réduit la charge axiale appliquée à 80% de la capacité de la colonne. Le protocole de chargement de l'essai 4 est présenté à la figure 3-20.

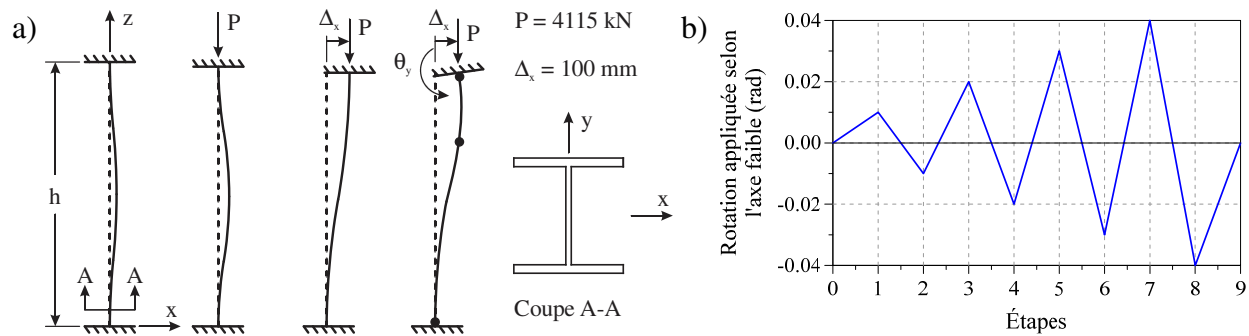


Figure 3-20: Protocole de chargement du spécimen 4 : a) conditions d'appuis et rotations appliquées ; b) rotations appliquées selon l'axe faible (rad.).

Les déformations ainsi que les taux de déformation obtenus des modèles numériques des deux logiciels sont présentés à la figure 3-21. On a obtenu les plus grandes déformations à partir du logiciel *Abaqus*. Toutefois, les taux de chargement étaient plus faibles avec le logiciel *OpenSees*. On montre à la figure 3-21b les taux de chargement dans les différentes phases. Les vitesses d'application associées à ces taux de chargements sont données dans le tableau 3-7. Afin de réduire le temps de l'essai, le taux de chargement a été maximisé à la limite de $50 \times 10^{-6} \text{ mm/mm/s}$ pour chaque phase ainsi qu'à chacun des cycles de rotation. Les taux de chargement de l'essai 4 sont donnés au tableau 3-7. Comme pour l'essai 3, on a défini le protocole de rotations sur une plus grande plage pour assurer un flambement du poteau pendant l'essai.

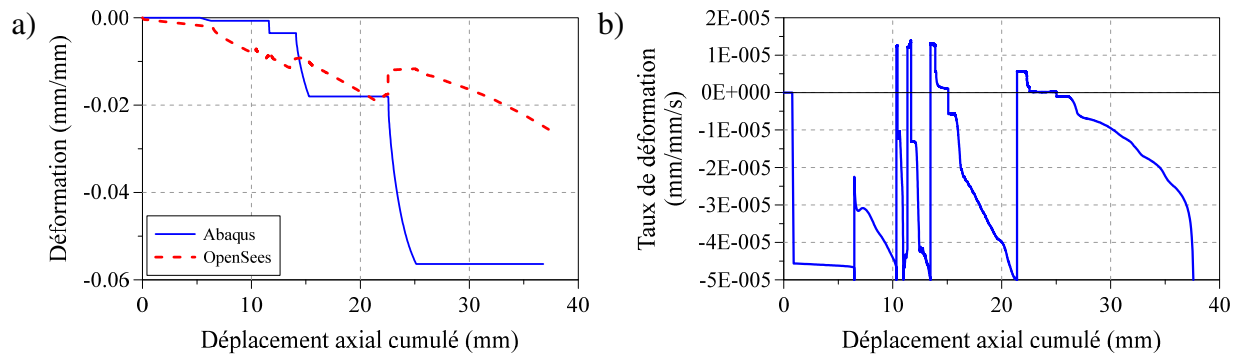


Figure 3-21: Détermination de la vitesse d'application de la force axiale, du déplacement latéral et des rotations pour l'essai 4 : a) déformation en fonction du déplacement vertical cumulé ; b) taux de déformation (*OpenSees*).

Tableau 3-7: Taux de chargement pour les différentes phases de l'essai 4.

Étape	Force axiale	Déplacement latéral	Rotation	Vitesse
(-)	(kN)	(mm)	(rad)	(-)
1	-4115	0	0	-88,4 kN/s
2	-4115	100	0	0,55 mm/s
3	-4115	100	$\pm 0,01$	$1,78 \times 10^{-4}$ rad/s
5	-4115	100	$\pm 0,02$	$2,00 \times 10^{-4}$ rad/s
7	-4115	100	$\pm 0,03$	$9,54 \times 10^{-4}$ rad/s
9	-4115	100	$\pm 0,04$	$2,07 \times 10^{-4}$ rad/s

3.5 Propriétés mécaniques de l'acier

Une étape de la caractérisation de l'acier consiste à déterminer la courbe typique du matériau. Les propriétés mécaniques de tous les spécimens sont identiques puisque ceux-ci proviennent de la même coulée. La précision des modèles numériques dépend en grande partie de cette étape qui définit la limite élastique F_y , la limite ultime F_u et la ductilité.

3.5.1 Protocole appliqué sur des éprouvettes de traction

Des éprouvettes de traction de type plaque (plate) avec une longueur d'extensiomètre de 200 mm, ont été fabriquées conformément à la norme ASTM E8 à partir d'un segment d'une longueur de 600 mm du profilé W250x101. Dans chacune des parois du profilé, deux éprouvettes de traction ont été découpées puis usinées par l'entreprise Proto-Concept inc. pour obtenir un total de six éprouvettes. Une éprouvette est présentée à la figure 3-22c. Les essais de traction ont été effectués dans la presse *Instron* d'une capacité de 2,5 MN de Polytechnique Montréal montrée à la figure 3-22a. Les mâchoires de la presse étaient placées selon la figure 3-22b afin d'assurer un appui perpendiculaire avec l'éprouvette. Un appui inadéquat conduit à une excentricité entre les extrémités de l'éprouvette et un moment de flexion accompagne l'effort de traction et cette combinaison peut altérer les valeurs de résistance qui sont mesurées. Afin de mesurer le déplacement durant les essais, un extensiomètre *Epsilon Technology* de 200 mm était installé sur la partie usinée des éprouvettes.

Pour un essai typique, la norme prescrit un taux de chargement compris entre 1,15 MPa/s et 11,5 MPa/s. Un prétest dans un domaine élastique a été réalisé afin de vérifier le taux de chargement.

Ce test doit être effectué, car la section d'acier de chaque éprouvette est différente. Durant ces essais, le plateau plastique est rapidement atteint et la vitesse a été fixée à 4,0 MPa/s afin de bien capter la limite élastique F_y . Par calcul, la vitesse du vérin était de 0,0115 mm/s. Une fois l'écrouissage atteint, la vitesse du vérin était augmentée progressivement à 0,250 mm/s jusqu'à la rupture de l'éprouvette. Comme montré à la figure 3-22d, tous les spécimens ont présenté une rupture droite dans la section usinée entre les dents de l'extensiomètre.

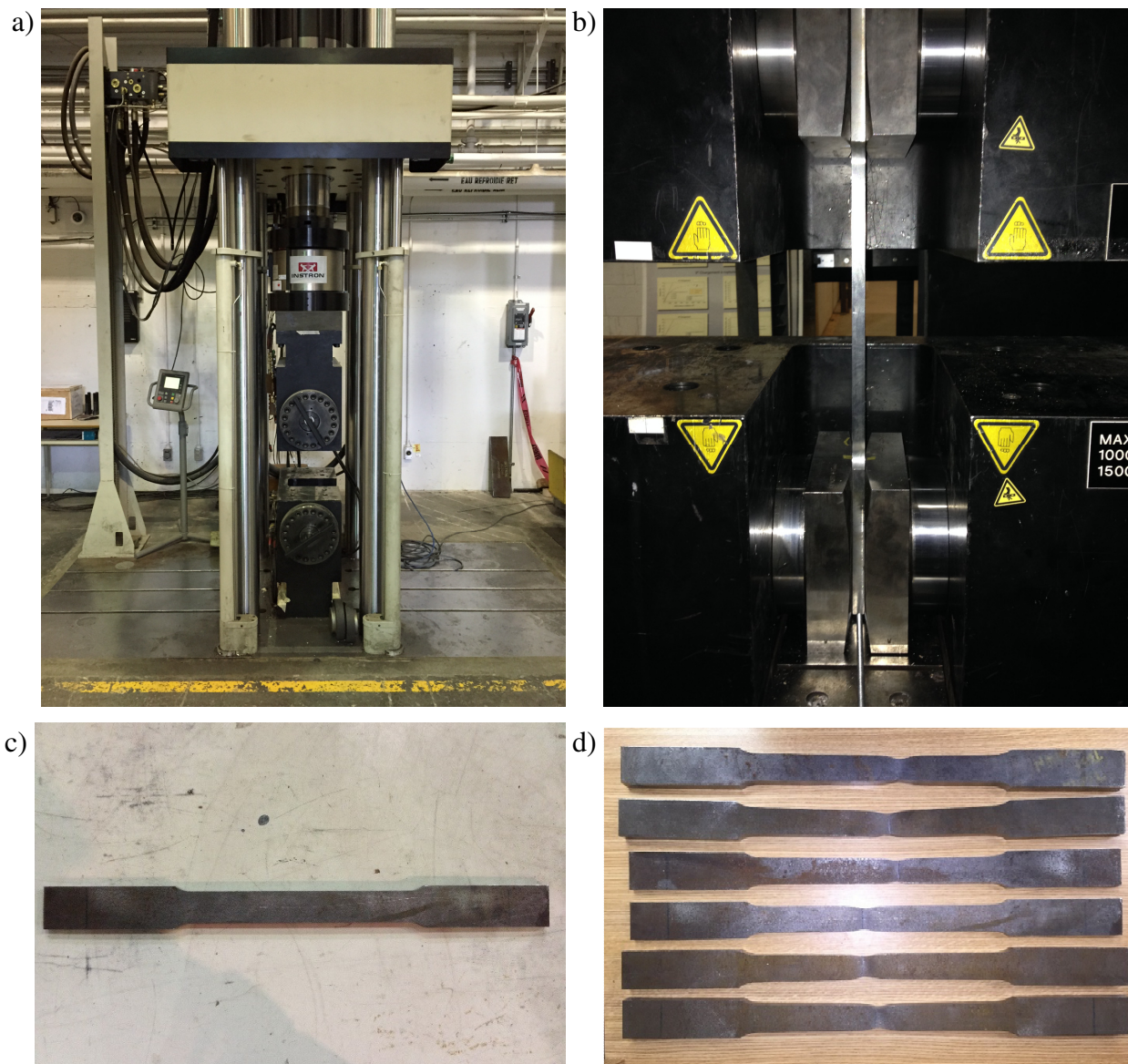


Figure 3-22: Essais sur les éprouvettes : a) presse *Instron* ; b) mise en place des éprouvettes ; c) état initial des éprouvettes ; d) rupture des six éprouvettes.

Avant de procéder aux essais, on a procédé à la mesure des dimensions de la section réduite des éprouvettes à l'aide d'un pied à coulisse. Les mesures obtenues pour chaque éprouvette sont données dans le tableau 3-8. Chaque dimension est le résultat de la moyenne de trois mesures. Dans le tableau 3-8, les spécimens 1 et 2 font référence à l'âme et les quatre derniers aux deux semelles (deux éprouvettes par semelle). La légende est présentée à la figure 3-23.

Tableau 3-8: Dimensions des éprouvettes de traction.

Éprouvette	1	2	3	4	5	6
L (mm)	609,00	609,00	609,50	609,50	610,00	610,00
B (mm)	152,68	152,92	153,14	152,89	153,57	143,05
C (mm)	50,78	50,80	50,76	50,42	50,71	50,81
W (mm)	38,17	38,15	38,14	38,25	38,19	38,33
T (mm)	12,41	12,58	20,04	20,63	19,64	20,23
Aire usinée (mm²)	473,69	479,93	764,33	789,10	750,05	775,42
Aire non usinée (mm²)	630,18	639,06	1017,18	1040,16	995,85	1027,89

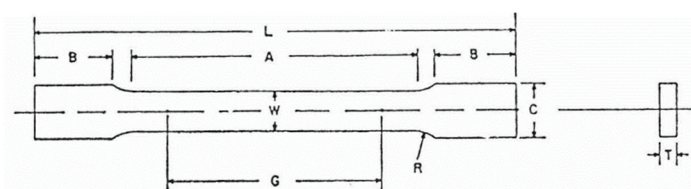


Figure 3-23: Légende associée au tableau 3-8. (Source ASTM E8)

3.5.2 Courbes caractéristiques de l'acier

Les principales propriétés obtenues des essais de traction sont résumées dans le tableau 3-9. On y retrouve la limite élastique, F_y , la contrainte ultime de traction, F_u , la déformation au début de l'écrouissage, ϵ_{sh} , la déformation à la contrainte ultime, ϵ_u , et la déformation à la rupture, ϵ_r . Cette dernière a été obtenue par la mesure de l'allongement entre les repères de l'extensiomètre après la rupture de l'éprouvette. On donne aussi la valeur du taux de chargement réelle pendant la première phase de l'essai, telle que calculée à partir des mesures d'allongement de l'extensiomètre. On donne aussi les valeurs moyennes pour l'âme et les semelles du profilé.

On constate des différences entre l'âme et les semelles, ce qui était attendu compte tenu des différences au niveau du laminage de ces deux parties de la section. On note que l'essai de traction

réalisé par le producteur du profilé indiquait une limite élastique de 435 MPa et une contrainte ultime de 582 MPa. Une contrainte élastique dans le même ordre de grandeur était attendue pour les éprouvettes. En examinant les valeurs du tableau 3-9, on constate que les limites élastiques et les contraintes ultimes sont similaires, mais inférieures à celles fournies par le producteur. L'essai de traction du producteur ne respectait peut-être pas les standards de la norme ASTM E8. Il se peut aussi que le producteur n'ait pas reporté la contrainte mesurée dans un domaine statique (phénomène expliqué plus bas). On peut également observer que les éprouvettes des semelles possèdent une plus grande ductilité car elles ont été étirées davantage que celles de l'âme avant la rupture. Le procédé de laminage utilisé pour les semelles et l'âme a probablement modifié les propriétés de l'acier.

Les détails sur les mesures des paramètres et sur les courbes contrainte-déformation du matériau sont présentés dans les sous-sections suivantes.

Tableau 3-9: Mesures des essais de traction.

Éprouvette	Âme			Semelles				
	1	2	Moyenne	1	2	3	4	Moyenne
F_y (MPa)	388	415	402	400	394	404	394	398
F_u (MPa)	550	565	557	555	551	560	551	554
ϵ_{sh} (mm/mm)	0,013	0,009	0,011	0,016	0,015	0,017	0,014	0,015
ϵ_u (mm/mm)	0,129	0,121	0,125	0,147	0,139	0,140	0,136	0,141
ϵ_r (mm/mm)	0,207	0,204	0,206	0,260	0,250	0,236	0,244	0,248
Allongement (%)	21,1	20,6	20,9	27,8	25,0	23,5	25,4	25,4
Chargement (MPa/s)	9,52	4,31	6,92	3,99	3,84	4,19	3,92	3,99

3.5.2.1 Âme des colonnes

Les courbes contrainte-déformation de l'acier des deux éprouvettes de l'âme des colonnes sont montrées à la figure 3-24. La déformation provient de l'élongation de l'extensiomètre sur sa longueur initiale (200 mm). Le déplacement du vérin de la presse était également enregistré, mais ce déplacement comprend les déformations du montage et de la presse et est donc plus élevé que celui mesuré par l'extensiomètre. Les deux essais se sont bien déroulés et les courbes contrainte-déformation montrent un comportement similaire entre les deux éprouvettes.

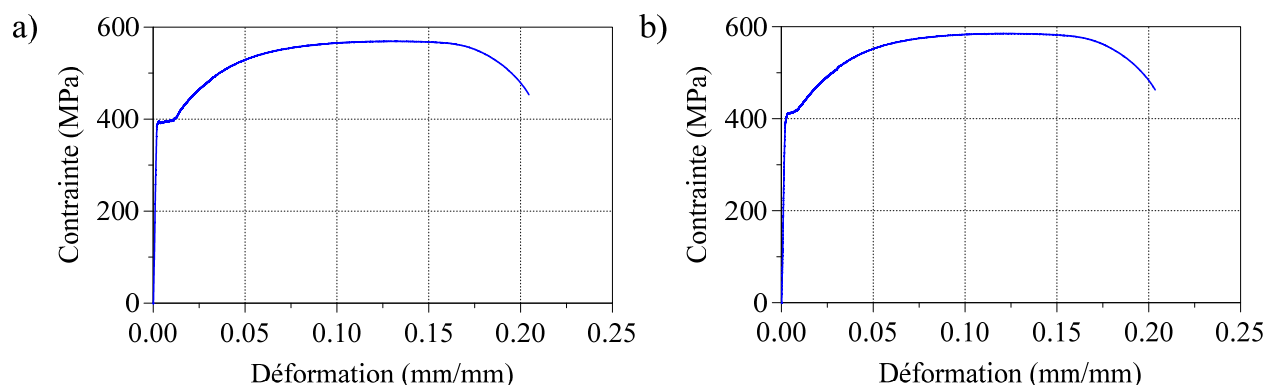


Figure 3-24: Courbe contrainte-déformation dans l'âme : a) éprouvette 1 ; b) éprouvette 2.

La première étape consistait à déterminer la limite élastique des éprouvettes. Le comportement au début de l'essai était linéaire et élastique, comme attendu, et suivi directement par le plateau plastique, sans passer par une valeur supérieure de la limite élastique. Ce phénomène ne s'est toutefois pas manifesté pour les éprouvettes de traction provenant de l'âme des profilés d'acier. Pour cette situation, la technique proposée afin de déterminer expérimentalement F_y consiste à tracer les deux droites rouges de la figure 3-25 : une première droite partant de 0,2% de déformation avec une pente $1/E$ et une seconde droite verticale à 0,5% de déformation. Pour ce projet, nous avons conservé la valeur $F_{y-0,2\%}$. En observant la figure 3-25, la pente du segment linéaire du comportement élastique de l'éprouvette n'est pas parfaitement constante, ce qui peut indiquer un mouvement possible de l'extensiomètre au début de l'essai. Cette courbe est cependant généralement uniforme jusqu'à la limite élastique. Pour ce segment, la valeur expérimentale de la pente n'a pas été retenue et on a considéré un module élastique de 200 000 MPa pour l'acier.

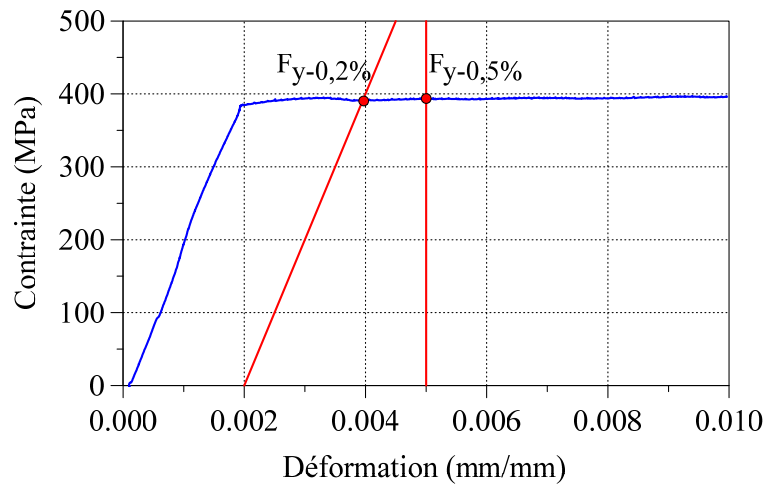


Figure 3-25: Détermination de la limite élastique pour une éprouvette de traction de l'âme.

Les valeurs de la limite élastique ont ensuite été corrigées pour tenir compte de l'effet du taux de chargement pour les deux éprouvettes de l'âme. Dans le tableau 3-10, on présente le résumé des calculs. Cette correction ainsi que les courbes contrainte-déformation ont été effectuées par mes collègues Yasaman Balazadeh (Balazadeh, 2016) et Ali Imanpour (Imanpour, 2015), étudiants au doctorat. Leur première étape a été de vérifier la limite de $11,5 \text{ MPa/s}$ ($\dot{\epsilon} = \dot{\sigma}E = 57,5 \times 10^{-6} \text{ mm/mm/s}$) imposée à la contrainte de chargement $\dot{\sigma}$. Lorsque le taux excède une certaine valeur, la contrainte est dite dynamique et est supérieure à une contrainte statique. Une correction est appliquée afin d'enlever l'effet du taux de chargement et obtenir une valeur statique. La courbe contrainte-déformation a été segmentée en deux phases distinctes : la phase 1 correspond au début de l'essai jusqu'à la fin du plateau plastique et la phase 2 débute à l'écrouissage et se termine à la rupture de l'éprouvette. Le ratio entre les contraintes élastiques dynamique et statique a été calculé avec l'équation (3-3) proposée par Wakabayashi, Nakamura, Iwai et Hayashi (1984). Dans cette équation, la limite sur le taux de déformation entre une contrainte statique et dynamique suggérée est de $50 \times 10^{-6} \text{ mm/mm/s}$, ce qui est inférieur à la limite de la norme ASTM E8 ($57,5 \times 10^{-6} \text{ mm/mm/s}$). Le ratio F_{yd}/F_{ys} présent dans le tableau 3-11 est calculé à partir du taux de chargement moyen pour chaque phase. On observe que le taux de chargement moyen durant la phase 1 de l'éprouvette 1 a été supérieur à celui des autres et se situait dans le domaine dynamique ($74,0 \times 10^{-6} \text{ mm/mm/s} > 50 \times 10^{-6} \text{ mm/mm/s}$).

$$\frac{F_{yd}}{F_{ys}} = 1 + 0,043 \log \left(\frac{\dot{\epsilon}}{50 \times 10^{-6}} \right) \quad (3-3)$$

où F_{yd} est la limite élastique dynamique, F_{ys} est la limite élastique statique et $\dot{\epsilon}$ est le taux de chargement moyen pour chacune des deux phases de l'essai. Le ratio F_{yd}/F_{ys} de la seconde éprouvette est inférieur à 1,0 pour la phase 1 indiquant un taux de chargement sous la limite. On a tout de même appliqué la formule pour obtenir la limite élastique à un taux de chargement de 50×10^{-6} mm/mm/s.

Tableau 3-10: Limite élastique des éprouvettes de traction de l'âme.

Éprouvette	$F_{yd-0,2\%}$	$\dot{\epsilon}_{\text{phase 1}}$	F_{yd}/F_{ys}	$F_{ys-0,2\%}$	$\dot{\epsilon}_{\text{phase 2}}$	F_{yd}/F_{ys}
	(MPa)	(mm/mm/s)	-	(MPa)	(mm/mm/s)	-
1	391	$74,0 \times 10^{-6}$	1,01	388	363×10^{-6}	1,04
2	411	$29,5 \times 10^{-6}$	0,99	415	352×10^{-6}	1,04

L'étape suivante consiste à définir la courbe contrainte-déformation pour l'âme des spécimens d'acier au-delà du plateau plastique. Le plateau plastique est suivi par une zone d'écrouissage débutant à la déformation ϵ_{sh} et qui se poursuit jusqu'à la contrainte ultime qui est la contrainte maximale atteinte lors de l'essai. Pour obtenir la courbe contrainte-déformation moyenne du matériau de l'âme, on a utilisé les résultats jusqu'à une déformation de $70\epsilon_y$. Cette déformation correspond à la déformation ultime moyenne des deux éprouvettes de l'âme. Cette phase est décrite au tableau 3-11.

Tableau 3-11: Courbe contrainte-déformation des éprouvettes de l'âme.

Éprouvette	1		2		Moyenne	
	ϵ	σ_{statique}	ϵ	σ_{statique}	ϵ	σ_{statique}
	(mm/mm)	(MPa)	(mm/mm)	(MPa)	(mm/mm)	(MPa)
ϵ_y	0,002	388	0,002	415	0,002	402
ϵ_{sh}	0,013	388	0,009	415	0,011	402
10 ϵ_y	0,019	426	0,021	459	0,020	443
15 ϵ_y	0,029	461	0,031	494	0,030	478
20 ϵ_y	0,039	489	0,042	519	0,040	504
25 ϵ_y	0,048	508	0,052	535	0,050	521
30 ϵ_y	0,058	521	0,062	546	0,060	534
35 ϵ_y	0,068	530	0,073	553	0,070	541
40 ϵ_y	0,078	537	0,083	558	0,080	547
50 ϵ_y	0,097	545	0,104	563	0,100	554
60 ϵ_y	0,116	548	0,125	564	0,121	556
65 ϵ_y	0,126	548	0,135	564	0,131	556
70 ϵ_y	0,136	549	0,145	563	0,141	556

3.5.2.2 Semelles des colonnes

Pour les semelles, quatre éprouvettes ont été fabriquées et le même procédé a été appliqué pour les essais. Les courbes contrainte-déformation mesurées sont présentées à la figure 3-26. L'élongation au droit de la rupture est semblable pour toutes les éprouvettes ainsi que la limite élastique qui oscille autour de 400 MPa.

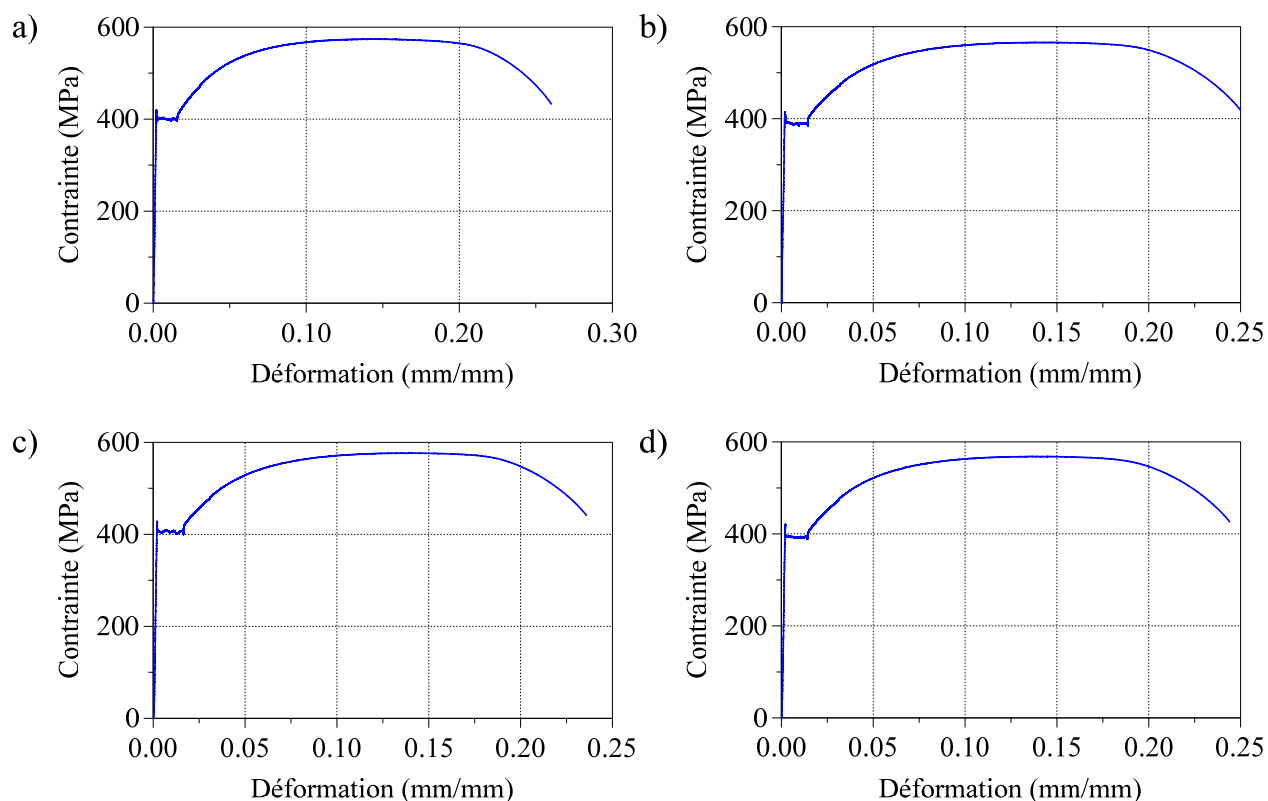


Figure 3-26: Courbe contrainte-déformation dans les semelles : a) éprouvette 3 ; b) éprouvette 4 ; c) éprouvette 5 ; d) éprouvette 6.

Dans la figure 3-26, on observe une valeur supérieure de F_y au début du plateau plastique. La technique proposée pour obtenir la limite élastique quand ce phénomène se présente est de déterminer les contraintes maximale et minimale, tel qu'illustré sur la figure 3-27. Cette figure montre les mesures de l'éprouvette 6 et une différence de 30 MPa est observable entre les contraintes maximale et minimale. Toutefois, uniquement la borne inférieure est conservée puisqu'elle définit mieux la courbe contrainte-déformation de l'acier en plus de définir le plateau plastique.

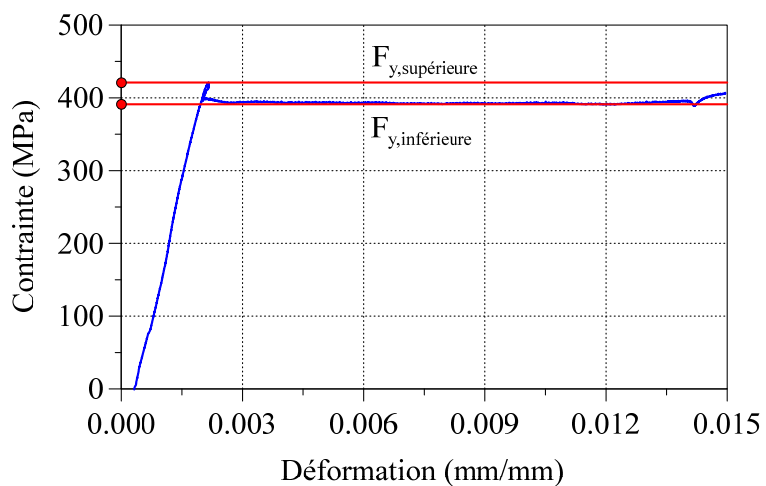


Figure 3-27: Détermination de la limite élastique dans les semelles.

Les valeurs utilisées pour appliquer les corrections pour l'effet du taux de chargement sont présentées dans le tableau 3-12. À la différence du tableau 3-10, les limites élastiques supérieures et inférieures sont présentées. La correction est appliquée de la même façon aux deux paramètres. La moyenne obtenue des quatre essais est présentée au tableau 3-13.

Tableau 3-12: Limite élastique des éprouvettes de traction des semelles.

Éprouvette	$F_{yd-sup.}$	$F_{yd-inf.}$	$\dot{\epsilon}_{phase\ 1}$	F_{yd}/F_{ys}	$F_{yd-inf.}$	$\dot{\epsilon}_{phase\ 2}$	F_{yd}/F_{ys}
	(MPa)	(MPa)	(mm/mm/s)	-	(MPa)	(mm/mm/s)	-
3	418	397	$35,2 \times 10^{-6}$	0,99	400	310×10^{-6}	1,03
4	414	387	$21,5 \times 10^{-6}$	0,98	394	229×10^{-6}	1,03
5	427	401	$34,0 \times 10^{-6}$	0,99	404	256×10^{-6}	1,03
6	421	391	$36,6 \times 10^{-6}$	0,99	394	286×10^{-6}	1,03

Tableau 3-13: Courbe contrainte-déformation des éprouvettes des semelles.

Éprouvette	3		4		5		6		Moyenne	
	ϵ	$\sigma_{statique}$	ϵ	$\sigma_{statique}$	ϵ	$\sigma_{statique}$	ϵ	$\sigma_{statique}$	ϵ	$\sigma_{statique}$
	(mm/mm)	(MPa)	(mm/mm)	(MPa)	(mm/mm)	(MPa)	(mm/mm)	(MPa)	(mm/mm)	(MPa)
ϵ_y	0,002	400	0,002	394	0,002	404	0,002	394	0,002	398
ϵ_{sh}	0,016	400	0,015	394	0,017	404	0,014	394	0,015	398
10 ϵ_y	0,020	416	0,020	417	0,020	425	0,020	417	0,020	419
15 ϵ_y	0,030	454	0,030	454	0,030	463	0,030	454	0,030	456
20 ϵ_y	0,040	486	0,039	483	0,040	494	0,039	485	0,040	487
25 ϵ_y	0,050	506	0,049	503	0,051	514	0,049	504	0,050	507
30 ϵ_y	0,060	521	0,059	517	0,061	528	0,059	518	0,060	521
35 ϵ_y	0,070	531	0,069	528	0,071	538	0,069	529	0,070	531
40 ϵ_y	0,080	539	0,079	535	0,081	546	0,079	536	0,080	539
45 ϵ_y	0,090	544	0,089	540	0,091	551	0,089	541	0,090	544
50 ϵ_y	0,100	549	0,098	544	0,101	555	0,098	545	0,099	548
60 ϵ_y	0,120	553	0,118	549	0,121	558	0,118	549	0,119	552
70 ϵ_y	0,140	555	0,138	550	0,141	559	0,138	550	0,139	554
80 ϵ_y	0,160	554	0,158	550	0,162	557	0,157	550	0,159	553

3.5.2.3 Courbe contrainte-déformation de l'acier pour une modélisation sous *Abaqus*

Dans les sections précédentes, les déformations de l'acier étaient présentées sous la notation d'ingénieur, ϵ_{eng} , c'est-à-dire telles qu'obtenues de l'allongement mesuré de l'extensiomètre divisé par la longueur initiale l_i entre les repères de l'extensiomètre (équation (3-4)). Le logiciel *OpenSees* utilise cette notation. Toutefois, lorsque la modélisation est effectuée dans le logiciel *Abaqus*, on doit exprimer les déformations sous la forme réelle, ϵ_{true} , c'est-à-dire par le rapport entre l'allongement en tout point de la courbe par la longueur mesurée à ce même point entre les points de repère de l'extensiomètre. On peut aussi obtenir ϵ_{true} de la valeur de ϵ_{eng} en utilisant l'équation (3-5). Les contraintes dans le logiciel *Abaqus* sont aussi celles qui agissent sur la section réelle de l'éprouvette, σ_{true} , incluant l'effet de *Poisson*. Cette contrainte peut aussi être obtenue de la contrainte en notation d'ingénieur σ_{eng} (force appliquée divisée par l'aire initiale de la section de l'éprouvette) à partir de l'équation (3-6).

$$\epsilon_{\text{eng}} = \frac{\Delta l}{l_i} \quad (3-4)$$

$$\epsilon_{\text{true}} = \ln(1 + \epsilon_{\text{eng}}) \quad (3-5)$$

$$\sigma_{\text{true}} = \sigma_{\text{eng}} (1 + \epsilon_{\text{eng}}) \quad (3-6)$$

Les résultats sont présentés au tableau 3-7. Pour l'utilisateur du logiciel *Abaqus*, il est important de ne pas oublier que la plastification débute à une déformation F_y/E . Bien que les courbes contrainte-déformation soient présentées dans la notation d'*Abaqus*, des paramètres doivent être déterminés afin de calibrer le matériau sous une sollicitation cyclique. Cette calibration est expliquée à la section 4.2.1.

Tableau 3-14: Courbe contrainte-déformation pour une modélisation effectuée à l'aide d'*Abaqus*.

Âme		Semelles	
ϵ_{true}	σ_{true}	ϵ_{true}	σ_{true}
(mm/mm)	(MPa)	(mm/mm)	(MPa)
0,002	402	0,002	399
0,011	406	0,015	404
0,020	451	0,020	427
0,030	492	0,029	469
0,039	524	0,039	506
0,049	548	0,049	532
0,059	566	0,058	552
0,068	579	0,067	568
0,077	591	0,077	582
0,096	610	0,086	593
0,114	623	0,095	602
0,123	629	0,113	618
0,132	634	0,130	631

3.5.3 Mesure des contraintes résiduelles

Les profilés d'acier peuvent être formés selon plusieurs méthodes. Une d'entre elles consiste à rendre visqueux un mélange formé de fer et de métaux non ferreux pour ensuite être laminé à l'aide de rouleaux. Lorsque le procédé aboutit à un produit fini tels un profilé en I ou un profilé en C, celui-ci est entreposé et refroidi à température ambiante. Lorsque la température de l'acier diminue, les extrémités des pièces et des plaques minces refroidissent en premier et, par conséquent, se raccourcissent. Par la suite, le centre des pièces tend à se raccourcir à leur tour mais cette déformation est empêchée par les extrémités déjà rétrécies qui ont gagné en rigidité et résistance en refroidissant. Il en résulte une tension dans les parties centrales et une compression dans les zones déjà solidifiées. Ces contraintes normales doivent s'autoéquilibrer, tel qu'illustré à la figure 3-28a puisqu'aucune force axiale externe n'est appliquée. Aux fins de simplification, un profil hyperbolique est dessiné à travers ces contraintes pour les semelles et l'âme. Dans la figure 3-28b, on présente des profils et amplitudes typiques de contraintes résiduelles et montre que celles-ci peuvent différer selon les dimensions du profilé. À noter que ces contraintes n'excèdent pas la limite élastique du matériau pendant le refroidissement.

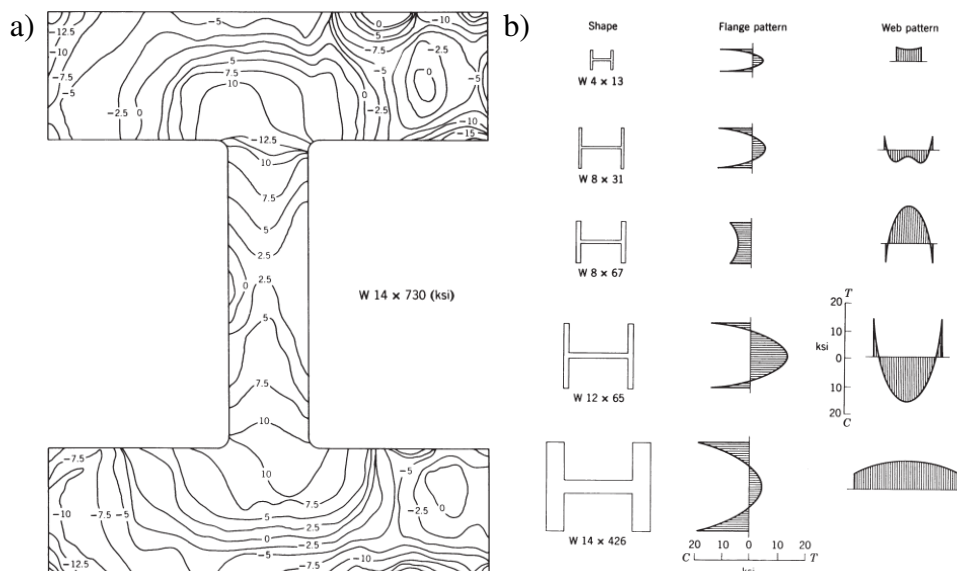


Figure 3-28: Distribution des contraintes résiduelles : a) pour un profilé W360x1086; b) profils simplifiés. (Ziemian, 2010)

Sous un effort de traction, la résistance d'une pièce n'est pas altérée par la présence de contraintes résiduelles. Toutefois, la plastification se produit plus graduellement sur la section puisque les parties de la section soumises à des contraintes résiduelles de tension plastifient en premier alors que celles qui sont initialement comprimées atteindront la plastification plus tard. En présence d'un effort de compression, les zones de la section ayant des contraintes résiduelles de compression plastifient avant celles qui sont tendues. À ce moment, les rigidités axiale et de flexion de la section diminuent graduellement, ce qui rend la membrure plus sensible aux modes de rupture par instabilité. C'est le cas des poteaux des contreventements qui doivent résister à des efforts de compression dus aux charges de gravité et charges latérales. Afin de bien reproduire le comportement réel du poteau testé, on devait déterminer le profil et l'amplitude des contraintes résiduelles pour les inclure dans les modèles par éléments finis.

3.5.3.1 Méthodologie

Cette section présente la démarche à suivre afin de mesurer les contraintes résiduelles dans un spécimen d'acier. Il est possible de déterminer l'amplitude de ces contraintes à l'aide de rayon X ou bien par les ultrasons. Une méthode plus répandue pour les profilés structuraux est la méthode des coupes qui consiste à diviser et couper une section en plusieurs bandes et mesurer pour chacune

d'elles la déformation axiale qui résulte de la coupe. De petits trous sont percés sur ces bandes qui servent de repères pour les pointes de l'appareil utilisé pour mesurer la déformation axiale des bandes. Les mesures de la distance entre les repères sont prises avant et après le découpage du spécimen. Lorsque les contraintes sont relâchées suite à la coupe, les bandes se rétrécissent ou s'allongent selon la contrainte initiale.

Lors de la fabrication des spécimens de colonnes, on avait demandé de préparer un segment additionnel d'une longueur de 1,8 m pour la mesure des contraintes résiduelles. L'échantillon est présenté à la figure 3-29a. Une longueur minimum est recommandée qui correspond à trois fois la plus grande dimension de la section à laquelle on additionne la longueur des bandes afin de ne pas altérer la distribution des contraintes (Ziemian, 2010). La profondeur de la section est de 269 mm et la longueur des bandes est de 300 mm, ce qui donne une longueur minimum de 1100 mm. La longueur de 1800 mm était donc suffisante.

Des bandes ont été tracées au centre de la longueur du spécimen pour définir les bandes, comme le montre la figure 3-29b. Les dimensions de ces dernières sont présentées à la figure 3-29c. Un nombre impair de bandes est requis afin d'assurer une mesure au centre de chaque paroi. L'âme et les semelles ont été respectivement divisées en neuf et onze bandes. À cause de la présence de la région courbée entre l'âme et les semelles, la bande centrale de la semelle située à l'intersection avec l'âme est plus large.

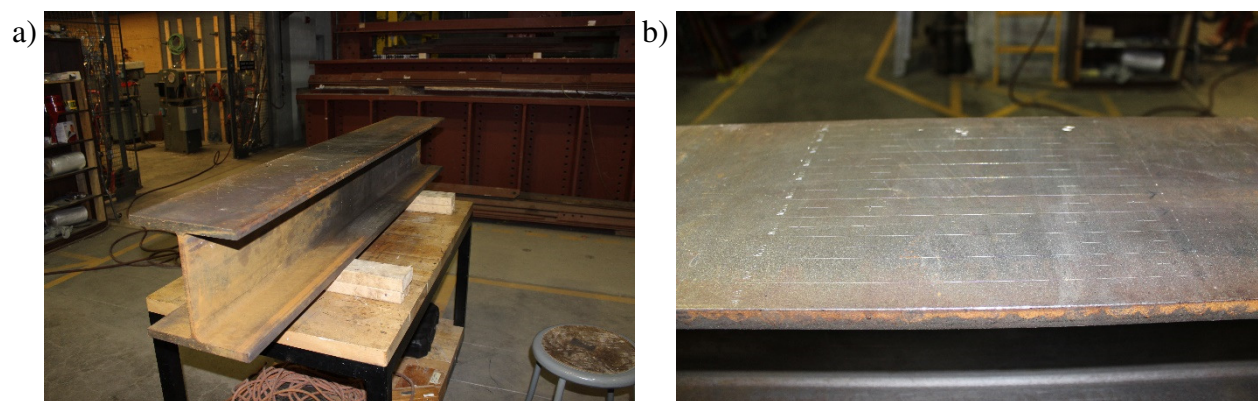
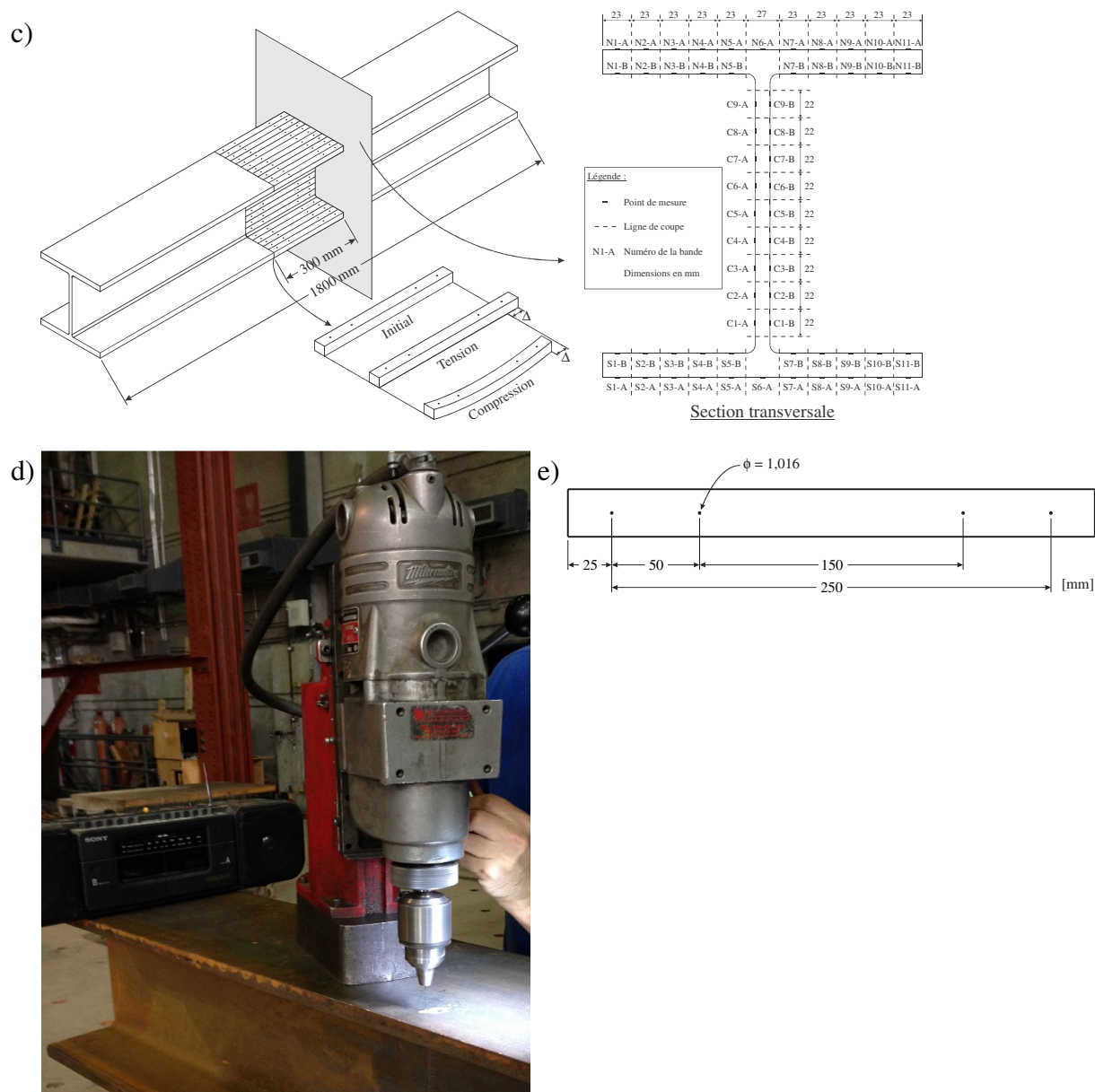


Figure 3 29: Mesure des contraintes résiduelles : a) éprouvette des contraintes résiduelles ; b) traçage des bandes ; c) vue isométrique ; d) section transversale ; e) dimensions des bandes.



Les bandes ont ensuite été identifiées à l'aide d'un emporte-pièce. L'identification a été faite avec 3 caractères. Le premier est une lettre désignant la paroi (*N* (Nord) et *S* (Sud) pour les semelles et *C* (centre) pour l'âme), le numéro de la bande, et une lettre pour désigner le côté de la bande (*A* ou

B pour les faces extérieure et intérieure). Par exemple, l'identification N2A signifie la face extérieure de la deuxième bande sur la semelle du côté Nord.

Subséquentement, des marques à l'aide d'un exacto ont été tracées à la position des trous (figure 3-29e). Les trous pour les repères ont ensuite été percés de chaque côté de la paroi le long de l'axe longitudinal de chaque bande à l'aide d'une perceuse magnétique (figure 3-29d). Étant magnétisée sur la surface, la perceuse assure un forage perpendiculaire à la surface. Un tel contact est requis pour la précision des mesures. Les dimensions entre les trous doivent correspondre à la longueur de l'instrument de mesure DEMEC utilisé. Pour ce projet, on a fait deux paires de trous, deux trous espacés de 150 mm et deux trous espacés de 250 mm de façon à mesurer l'allongement avec deux appareils différents sur deux longueurs de référence. La figure 3-30 présente les instruments de mesure et leur mise en place. Des cadrans digitaux précis au millième de millimètre permettent de déceler tout changement de longueur. Un pied amovible est relié au cadran permettant la mesure. Le pied rotatif permet un intervalle de mesures de $\pm 3,50$ mm par rapport à la longueur de référence du DEMEC. On pose ce dernier en premier sur la bande puis le pied fixe.

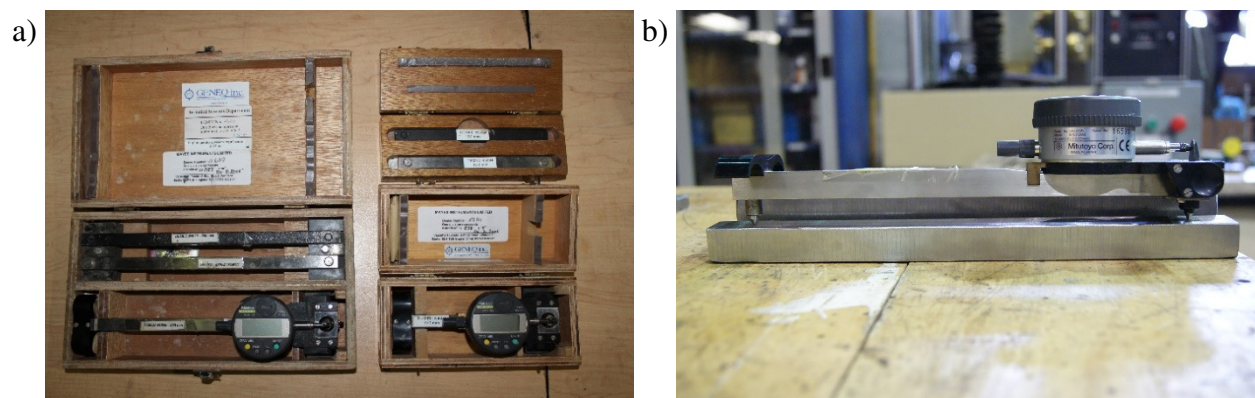


Figure 3-30: Instrumentation : a) DEMEC 250 mm et 150 mm ; b) mise en place du DEMEC.

Suite au perçage des trous, on procède à la mesure des trous avant la coupe des bandes. Il est à noter que la coupe des bandes doit être effectuée dans un délai de 48 heures après la mesure. Chaque DEMEC doit être calibré à l'aide d'un échantillon témoin d'une longueur réelle (150 mm ou 250 mm). Les échantillons sont visibles au-dessus des DEMEC sur la figure 3-30a. Ces échantillons doivent être placés près du spécimen pour une période minimum de 12 heures afin de s'adapter à la température ambiante. Lors de la calibration, on doit appliquer une pression constante sur le

DEMEC afin de permettre un meilleur contact entre la pointe des pieds et la paroi des trous. Cette même pression doit être appliquée à toutes les mesures effectuées. Pour chacune des bandes, chaque mesure est prise trois fois. La différence entre la plus grande et la plus petite mesure doit demeurer inférieure à trois divisions. Pour les appareils utilisés, cela correspondait à 0,003 mm. La prise de mesures doit continuer jusqu'à ce que la limite soit respectée.

Une fois les premières mesures effectuées, le spécimen a été envoyé chez Goodco Z-Tech, une division du groupe Canam à Laval, pour réaliser la coupe des bandes. Celle-ci a été faite 24 heures après les premières mesures. Sur les trous, on avait placé au préalable du papier adhésif afin d'empêcher l'intrusion de débris.

Dans la littérature, une procédure à suivre lors de la coupe d'une pièce pour caractériser les contraintes résiduelles est proposée par Ziemian (2010). En fait, les extrémités des deux semelles sont coupées les unes à la suite des autres selon un sens horaire. Lorsque les bandes des semelles sont toutes coupées, un procédé similaire est employé pour les bandes de l'âme. En utilisant cette approche, on évite une redistribution des contraintes résiduelles à l'intérieur de la pièce. Cette procédure n'a toutefois pas été suivie lors de la coupe. On a d'abord coupé les extrémités du spécimen à l'aide d'une scie à ruban, tel que montré à la figure 3-31a. Par la suite, le spécimen a été disposé comme montré à la figure 3-31b afin de couper à la fois les bandes des semelles supérieure et inférieure. On a utilisé ce procédé pour la première étape de coupe présentée à la figure 3-31c. Lors de la seconde étape, les deux demi-semelles restantes ont été séparées du spécimen et empilées pour la suite de la coupe, tel qu'illustré à la figure 3-31c. Alors qu'il restait les bandes 9 à 11 à couper sur les semelles, un problème est survenu au niveau des appuis. Les étaux n'assuraient plus un serrage adéquat et un mouvement des parois est survenu qui a donné lieu à des bandes de largeurs variables (bandes inférieures sur la figure 3-32a). Le même phénomène s'est produit sur les deux semelles. Les bandes de l'âme ont été sectionnées les unes à la suite des autres. On peut donc anticiper à une redistribution des contraintes résiduelles à l'intérieur du spécimen car la méthode proposée n'a pas été suivie.

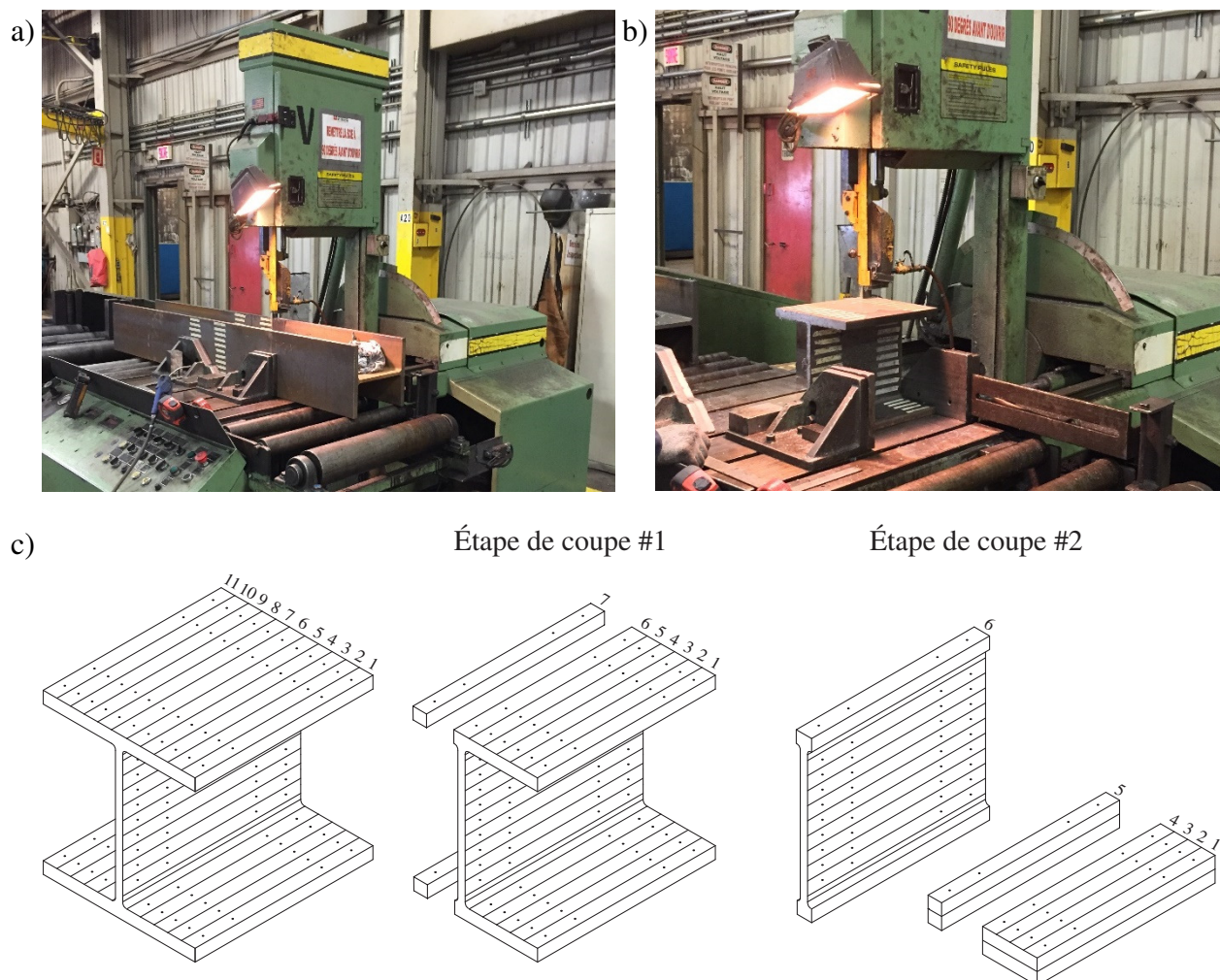


Figure 3-31: Coupe du spécimen : a) retirer les extrémités ; b) extraction des bandes ; c) procédure utilisée pour découper les semelles. Crédit : Goodco Z-Tech, division de Canam.

À la suite de la coupe, les pièces ont été assemblées selon leur paroi et la figure 3-32b montre une courbure sur la première bande. Cette courbure est le résultat de contraintes résiduelles variant sur l'épaisseur de la paroi. La courbure s'est uniquement manifestée sur les bandes de l'âme situées près des semelles.

Lors de la réception des pièces découpées au laboratoire, une seconde série de mesures a été réalisée en utilisant la méthode expliquée ci-dessus. Toutes les bandes ont été appuyées de façon à avoir un appui convenable afin de ne pas altérer le cintrage.

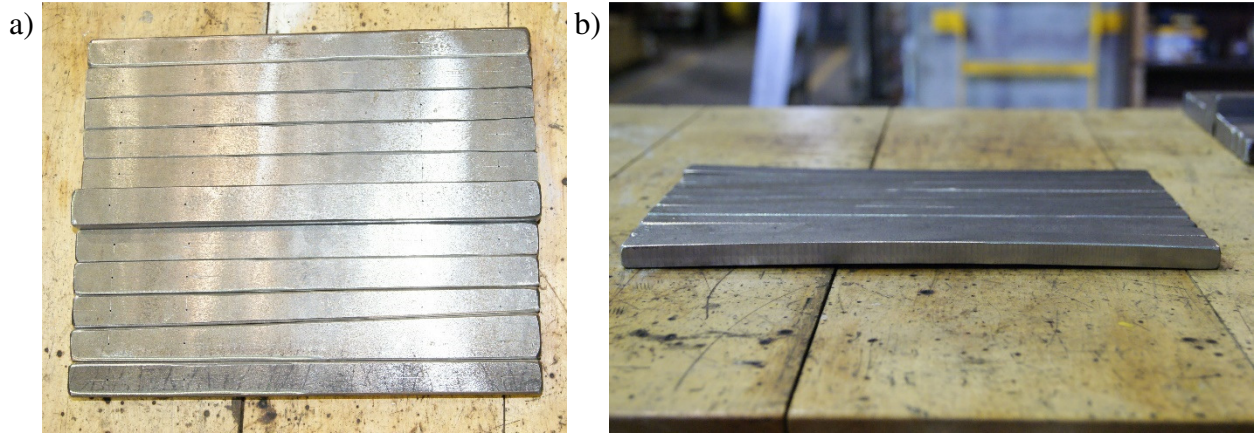


Figure 3-32: Bandes après la coupe : a) semelle ; b) âme.

3.5.3.2 Profils obtenus

Les contraintes résiduelles sont obtenues en utilisant la différence de longueur entre les mesures finales et initiales. Le déplacement obtenu est ensuite converti en déformation à partir du facteur de déformation, F_ϵ , de l'appareil de mesure. La contrainte résiduelle, σ_r , sur chacune des bandes est calculée à l'aide de la loi de *Hooke* :

$$\sigma_r = - \left(\frac{(M_{A,f} - M_{A,i}) + (M_{B,f} - M_{B,i})}{2} - (T_f - T_i) \right) F_\epsilon E \quad (3-7)$$

où $M_{A,f}$, $M_{A,i}$, $M_{B,f}$, $M_{B,i}$ sont les mesures finales (après la coupe) et initiales (avant la coupe) associées au côté *A* ou *B* de la bande. Le terme $(T_f - T_i)$ permet de corriger les mesures pour les températures qui peuvent être différentes lors de la prise de mesures avant et après la coupe. Le facteur de déformation est de $5,38 \times 10^{-6}$ pour le DEMEC 150 mm et de $3,23 \times 10^{-6}$ mm pour le DEMEC 250 mm, respectivement. Un signe négatif a été ajouté devant l'équation afin d'avoir une contrainte négative en compression.

Les mesures utilisées pour calculer les contraintes résiduelles sont présentées à l'ANNEXE B et les résultats provenant du traitement de données sont illustrés à la figure 3-33. On observe premièrement une bonne corrélation entre les deux DEMEC pour les bandes 5 à 11 des deux semelles. Pour les bandes 1 à 4, les mesures des deux appareils divergent en plus d'adopter un profil différent de celui obtenu des bandes 8 à 11. On s'attend habituellement à obtenir un profil

symétrique entre les bandes 1 à 6 et les bandes 6 à 11. Sur un profilé W310x129, Lamarche et Tremblay (2011) avaient obtenu une excellente corrélation entre les DEMEC de 150 mm et de 250 mm en plus d'avoir des profils quasi symétriques sur chaque paroi. Pour le spécimen à l'étude, les divergences proviennent probablement de la coupe ou, plus vraisemblablement, d'un endommagement préalable du profilé ayant causé des déformations plastiques dans les deux semelles d'où ont été tirées les bandes 1 à 6. Cela expliquerait le profil non usuel des contraintes dans les quatre premières bandes avec des contraintes qui sont presque nulles dans les bandes N1 et S1. L'endommagement s'est peut-être produit dans le transport, entre l'aciérie et le fabricant, ou entre le fabricant et Polytechnique. Le fait que les deux semelles opposées présentent des profils de contraintes similaires et que les mêmes profils ont été obtenus des deux appareils de mesures suggère qu'il ne s'agit pas d'une erreur de mesures.

En ce qui a trait à l'âme, une bonne corrélation est constatée sur les bandes centrales mais les valeurs divergent pour les bandes aux extrémités. Les contraintes dans les bandes N6 et S6 sont aussi différentes. Comme pour les semelles, on s'attendait à un profil symétrique dans les contraintes de l'âme. Lamarche et Tremblay (2011) avaient mesuré un profil de contraintes uniquement en compression dans l'âme de leur éprouvette. On anticipait également une continuité dans les contraintes au croisement de l'âme et des semelles soit entre les bandes N6, C1 et S6, C9. Les résultats montrent toutefois le contraire car la contrainte est près du double dans l'âme au niveau de la bande N6 et près du double, mais de signe opposé, pour la bande S6. La redistribution de contrainte pendant la coupe en est peut-être la cause mais la thèse d'un endommagement du profilé semble la plus plausible.

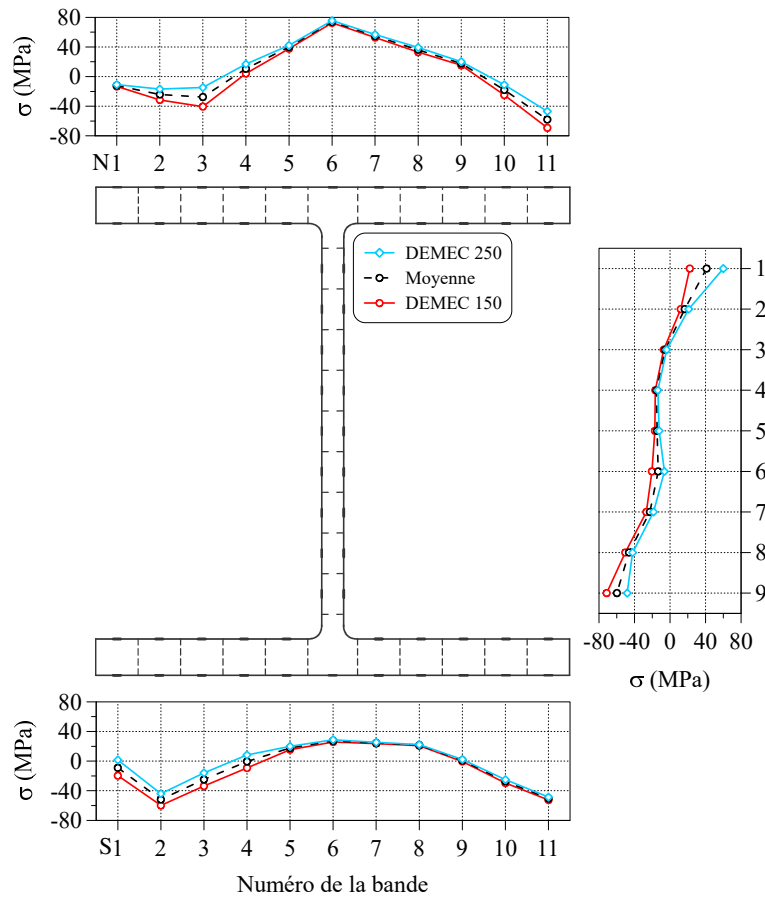


Figure 3-33: Profils des contraintes résiduelles mesurés.

À partir des résultats obtenus du DEMEC de 150 mm sur la figure 3-33, on a calculé une force axiale résultante de -55,1 kN, soit une contrainte moyenne de -4,42 MPa. Pour le DEMEC 250, cette force passe à 26,0 kN pour une contrainte moyenne de 2,09 MPa. Comme mentionné précédemment, la sommation des forces devrait être nulle car il n'y a aucune force externe sur le spécimen.

Compte tenu des incertitudes sur la validité des mesures effectuées, on a adopté un profil simplifié, typique d'un profilé en I et qui respecte l'équilibre des forces axiales, pour les modèles numériques. Ce profil est illustré sur la figure 3-34. Dans les semelles, on a utilisé un profil qui est basé sur celui obtenu des bandes N6 à N9 et ce profil a été reproduit pour les trois autres demi-semelles. Ce profil s'approche de celui mesuré par Lamarche et Tremblay (2011) sur un profilé similaire. Pour l'âme, on a adopté un profil qui est continu avec celui des semelles à la jonction avec l'âme et qui assure l'équilibre des forces axiales.

Dans le tableau 3-15, on donne les valeurs des paramètres identifiés dans la figure 3-34. La valeur α a été prise de l'extrémité de la bande N11 jusqu'à la moitié entre les bandes N8 et N9. Pour les contraintes $\sigma_{r,A}$ et $\sigma_{r,B}$, on a utilisé la moyenne des DEMEC. Dans le logiciel *OpenSees*, la valeur au centre de chaque fibre est prise selon le profil respectif. La précision du patron dépend directement du nombre de fibres utilisées. Dans le logiciel *Abaqus*, seize bandes définissent la section sur chaque paroi. Davantage de bandes amélioreraient la précision des données, mais le temps de calcul serait considérablement augmenté.

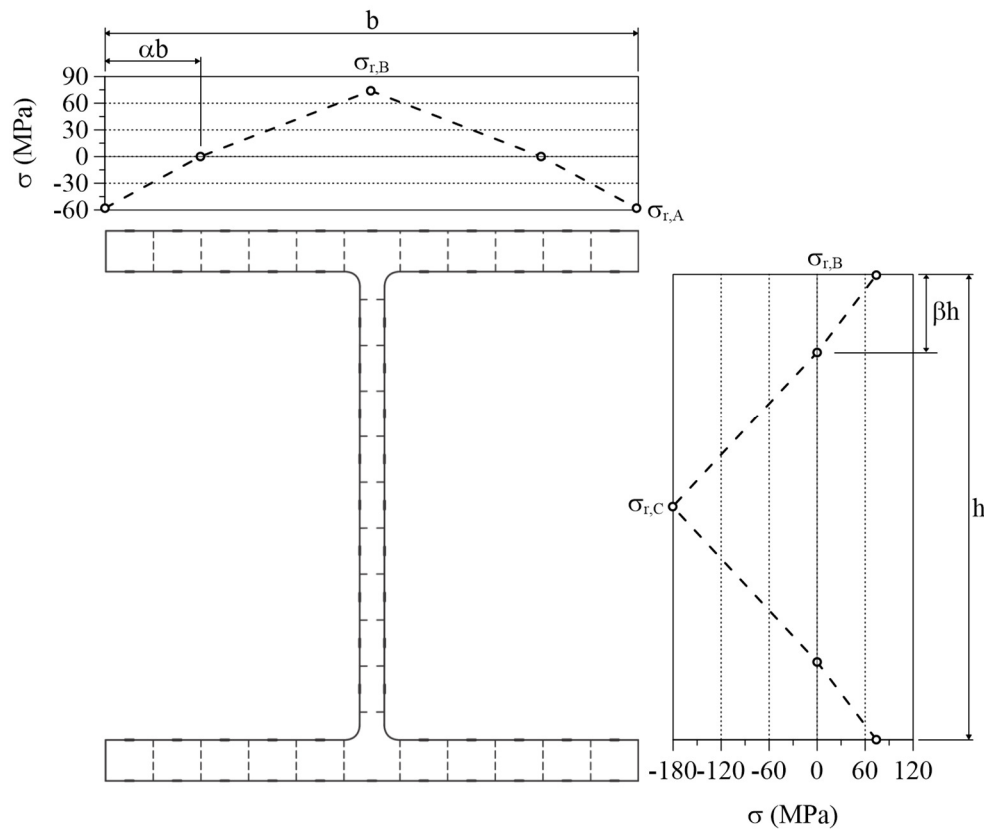


Figure 3-34: Patron de contraintes résiduelles simplifié.

Tableau 3-15: Valeur des paramètres du patron simplifié.

Paramètres	Valeurs
$\sigma_{r,A}$	-58,0 MPa
$\sigma_{r,B}$	74,0 MPa
$\sigma_{r,C}$	-181 MPa
α	0,1796
β	0,1666

3.5.3.3 Étude de l'effet des contraintes résiduelles sur la résistance d'un poteau

La résistance d'une colonne soumise à un effort de compression dépend de plusieurs facteurs tels l'amplitude des défauts de rectitude, le profil et l'amplitude des contraintes résiduelles, la limite élastique, etc. On étudie ici l'influence des contraintes résiduelles pour les spécimens des essais afin de déterminer dans quelle mesure les incertitudes sur les contraintes résiduelles pouvaient influencer les prédictions de la résistance au flambement.

L'étude a été réalisée avec le logiciel *OpenSees* et les dimensions de la colonne sont celles du premier spécimen testé en laboratoire. Afin d'obtenir des résistances comparables à celles de la norme canadienne d'acier, on a spécifié les défauts de rectitude de la figure 3-14a avec une amplitude au centre égale à $h/1000$ où h est la hauteur de la colonne (= 4000 mm). Les conditions d'appuis sont aussi celles de l'essai 1 : encastrement aux deux extrémités. Pour cette étude, on a considéré une limite élastique de 400 MPa sur toute la section. On a aussi étudié deux profils de contraintes résiduelles : contraintes résiduelles nulles sur toute la section et contraintes résiduelles de la figure 3-34. Le lecteur peut trouver plus de détail sur la modélisation de la colonne au chapitre 4 de ce mémoire.

La figure 3-35 présente les résultats. La courbe de la norme CSA S16 provient de l'équation (2-6). Le calcul a été fait avec les propriétés mesurées de la section ($A = 13\,138\text{ mm}^2$; $r_y = 65,5\text{ mm}$) et $n = 1,34$. La courbe du flambement élastique est interrompue à la charge maximale pouvant être appliquée à la section, soit $AF_y = 5255\text{ kN}$. Tous les résultats sont normalisés par rapport à cette charge.

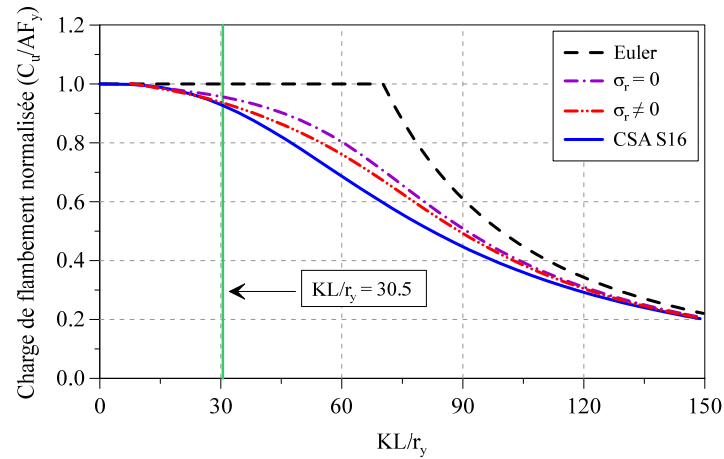


Figure 3-35: Charge de flambement pour différents élancements.

Les charges de flambement obtenues du modèle *OpenSees* pour les deux profils de contraintes résiduelles sont aussi montrées. Ces courbes ont été obtenues en modifiant la longueur du modèle et en obtenant chaque fois la charge de flambement d'une analyse statique non linéaire comme montré sur la figure 3-36. Dans les analyses, on appliquait un déplacement axial à une extrémité de la colonne qui croissait de zéro à deux fois le déplacement associé à l'initiation de la plastification, $\delta_y = F_y L / E$. La charge axiale maximale obtenue était conservée pour ensuite construire les courbes de la figure 3-35.

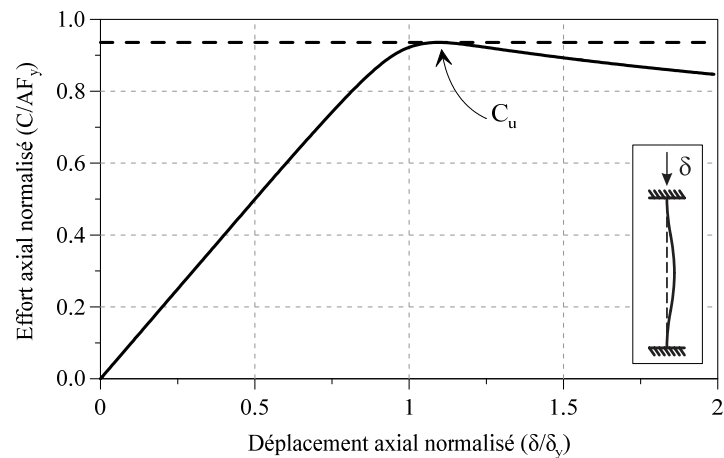


Figure 3-36: Obtention de la charge de flambement.

La figure 3-35 montre que les contraintes résiduelles réduisent la charge de flambement. La réduction est plus prononcée lorsque le poteau est de longueur intermédiaire. La figure 3-35 montre aussi que le profil adopté est moins sévère que celui admis pour l'équation de la norme CSA S16.

Les spécimens d'essais ont un élancement $KL/r_y = 30,5$, avec $K = 0,5$. Pour cet élancement, les charges de flambement sont 5023 kN, 4917 kN (-2,1%) et 4803 kN (-4,4%) pour le modèle sans contraintes résiduelles, pour le modèle avec le profil mesuré des contraintes résiduelles et pour le modèle avec le profil adopté par la norme CSA S16 des contraintes résiduelles, respectivement. Le profil des contraintes résiduelles adopté par la norme CSA S16 est plus sévère que le profil mesuré et une différence de 2,3% est obtenue. La différence est faible pour un changement important des contraintes résiduelles, ce qui suggère qu'une erreur dans le profil des contraintes résiduelles n'affectera pas beaucoup les prédictions numériques qui seront faites plus tard pour valider les modèles numériques.

CHAPITRE 4 MODÉLISATIONS PAR ÉLÉMENTS FINIS

Dans ce chapitre, on présente les modèles d'éléments finis des poteaux élaborés à l'aide des logiciels *OpenSees* (McKenna & Fenves, 2015) et *Abaqus* (Simulia, 2011). Avec le logiciel *OpenSees*, il est possible de reproduire un flambement en flexion comme on l'anticipait pour les essais 1, 2 et 4. Par contre, le mode de rupture anticipé de l'essai 3 était un flambement en flexion-torsion et le logiciel *OpenSees* ne simule pas ce mode de flambement. Pour reproduire le flambement en flexion-torsion de l'essai 3, on a donc utilisé le logiciel *Abaqus* qui est plus puissant et qui permet en plus de reproduire le voilement local. Un modèle *Abaqus* a également été élaboré pour les essais 1 et 4. Les défauts de rectitude mesurés à la section 3.2.3.2 ont été insérés dans tous les modèles numériques. Aussi, comme la résistance au flambement est sensible aux paramètres des matériaux, on a procédé à une calibration des matériaux *Steel02* et *Steel4* du logiciel *OpenSees* et du matériau du logiciel *Abaqus*. La calibration a été réalisée pour un chargement monotone (essais 1 et 2) et un chargement cyclique (essais 3 et 4). L'optimisation des paramètres a été réalisée sur les essais de traction présentés à la section 3.5.2 pour un chargement monotone et sur un coupon cyclique d'un acier similaire pour un chargement cyclique. À la suite de la calibration, on a vérifié les paramètres optimisés du logiciel *OpenSees* sous différents protocoles de chargement. La première partie de ce chapitre est consacrée au logiciel *OpenSees* et la seconde partie au logiciel *Abaqus*.

4.1 Modèles réalisés à l'aide d'*OpenSees*

La première section de ce présent chapitre présente les modèles élaborés avec *OpenSees* 2.4.6, développé par le *Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)* avec la collaboration du *National Science Foundation*. De son vrai nom, *Open System for Earthquake Engineering Simulation*, permet l'étude de bâtiments ou de ponts sous sollicitation sismique en plus de l'interaction sol-structure.

4.1.1 Calibration du matériau *Steel02*

La base de données de matériau d'*OpenSees* offre plusieurs possibilités de matériau. Chacun d'entre eux possède ses caractéristiques. En acier, le matériau le plus populaire est *Steel02* en raison

de sa polyvalence et sa facilité d'utilisation. Ce matériau peut être utilisé pour un chargement monotone ou bien un chargement cyclique.

4.1.1.1 Paramètres du matériau pour un chargement monotone

Un chargement monotone est caractérisé par une sollicitation induisant des déformations inélastiques dans une seule direction. Par exemple, le spécimen 1 présenté à la section 3.4.1 subit un déplacement induisant uniquement des efforts de compression. Pour ce type de chargement utilisant le matériau *Steel02*, uniquement les paramètres E , b et F_y doivent être définis. Le premier terme représente la rigidité du matériau en régime élastique tandis que le second terme représente l'écrouissage cinématique qui est simulé par une rigidité constante en régime inélastique. Le paramètre b représente le rapport entre les rigidités en régime inélastique et élastique. Le troisième terme est la limite élastique du matériau. On détermine ces paramètres à partir des résultats des essais de traction présentés à la section 3.5.2 pour l'acier de l'âme et des semelles du profilé W250x101.

Les valeurs des paramètres choisis pour le modèle *Steel02* sont données au tableau 4-1 et la figure 4-1 compare le comportement obtenu du modèle *Steel02* à celui mesuré lors des essais de traction. Le module élastique, E , a été posé égal à la valeur nominale de 200 000 MPa. La limite élastique a été fixée à la valeur moyenne obtenue des essais de traction pour les deux matériaux. Le module de rigidité dans le régime inélastique a été déterminé par une régression linéaire permettant d'obtenir l'aire sous les courbes contrainte-déformation obtenues du modèle et des essais sur la plage de déformations couvrant de 0,002 à 0,13. La valeur du paramètre b qui correspond à cette rigidité est donnée au tableau 4-1. Dans le tableau, on donne aussi les coordonnées des trois points définissant les deux segments de droite du comportement bilinéaire de *Steel02*. De cette manière, l'énergie accumulée lors de la plastification du modèle est la même que durant les essais.

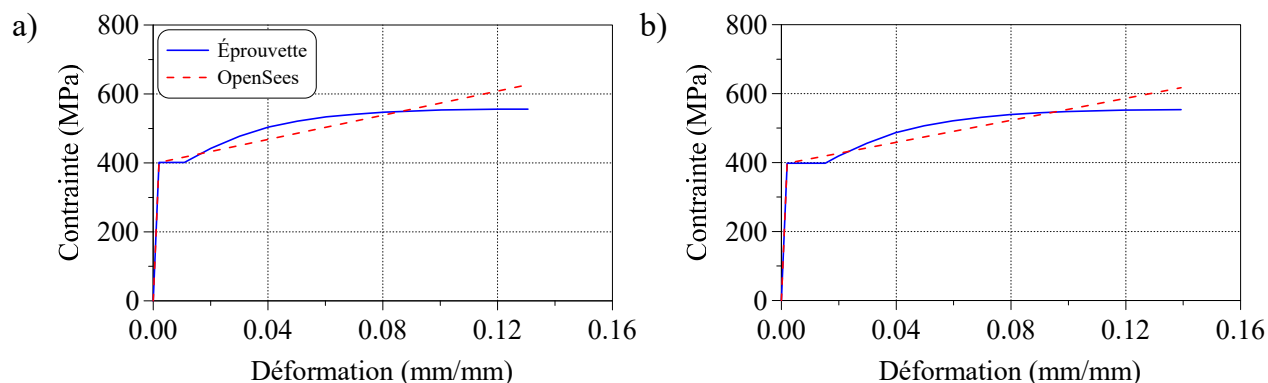


Figure 4-1: Calibration du matériau *Steel02* pour un chargement monotone : a) âme ; b) semelles.

Tableau 4-1 : Paramètres requis pour un chargement monotone sous *Steel02*.

	Âme	Semelles
ε_v (mm/mm)	0,002	0,002
F_y (MPa)	402	398
b	0,00876	0,00798
ε_u (mm/mm)	0,130	0,139
F_u (MPa)	627	617

Les autres paramètres du modèle qui sont requis pour l'effet de *Bauschinger* et l'écrouissage isotrope sous un chargement cyclique sont présentés à la prochaine section. Dans le cas d'un chargement monotone, les paramètres de l'effet de *Bauschinger* (R_0 , cR_1 et cR_2) proviennent de la calibration et les paramètres de l'écrouissage isotrope peuvent être posés à zéro ($a_1 = a_3 = 0$ et $a_2 = a_4 = 1,0$).

4.1.1.2 Paramètres du matériau pour un chargement cyclique

Davantage de paramètres sont requis pour le matériau *Steel02* lorsqu'il est soumis à un chargement cyclique tel qu'illustré à la figure 4-2. Comme le montre cette figure, après une première excursion dans le domaine inélastique, la plastification débute à un niveau de contrainte plus faible et se produit graduellement lorsque le chargement est inversé dans les cycles suivants. Ce phénomène est nommé l'effet de *Bauschinger* et a été présenté à la section 2.1.2. Dans le modèle *Steel02*, on simule cet effet à l'aide des paramètres R_0 , cR_1 et cR_2 .

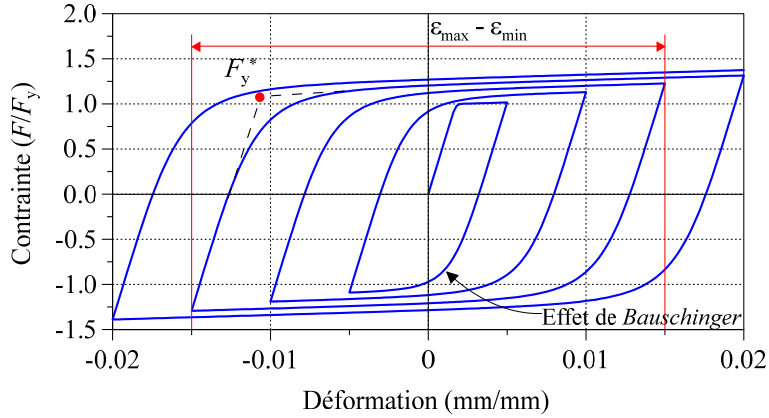


Figure 4-2: Courbe contrainte-déformation sous un chargement cyclique typique.

Dans la caractérisation du matériau, on doit aussi définir les écrouissages isotrope et cinématique (voir la section 2.1.2). L'écrouissage cinématique a été reproduit à la section 4.1.1.1 avec le paramètre b pour le cas d'un chargement monotone. Pour un chargement cyclique, ce paramètre doit être réévalué car il sera combiné à d'autres paramètres pour reproduire l'écrouissage total observé. Dans la formulation de *Steel02*, l'écrouissage isotrope dépend de l'intervalle de déformation, $\epsilon_{\max} - \epsilon_{\min}$, ainsi qu'à la contrainte F_y^* obtenue dans le cycle précédent. La contrainte F_y^* correspond à l'ordonnée à l'intersection des droites des domaines élastique et plastique. Les paramètres pour un matériau en compression (contrainte négative) sont a_1, a_2 et a_3, a_4 lorsqu'il est en tension. Un exemple est illustré à la figure 4-2 pour un cycle de déformation de $\pm 0,015$ mm/mm.

Dans le modèle *Steel02*, la relation qui existe entre la contrainte F_y^* et les paramètres a_1 et a_2 est (idem pour a_3 et a_4) :

$$F_y^* = F_y \left[1 + a_1 \left(\frac{\epsilon_{\max} - \epsilon_{\min}}{2a_2\epsilon_y} \right)^{0,8} \right] \quad (4-1)$$

Si on connaît d'un essai cyclique la valeur de F_y^* en compression après un demi-cycle d'amplitude $\epsilon_{\max} - \epsilon_{\min}$ en traction, on peut déterminer a_2 de l'équation (4-2) qui est obtenue en posant égale à l'unité l'expression entre les crochets et le paramètre a_1 à partir de l'équation (4-3).

$$a_2 = \frac{\epsilon_{\max} - \epsilon_{\min}}{2\epsilon_y} \quad (4-2)$$

$$a_1 = \frac{F_y^*}{F_y} - 1 \quad (4-3)$$

À noter que les équations ci-dessus utilisent les coefficients a_1 et a_2 , mais qu'elles sont aussi utilisées pour caractériser les paramètres a_3 et a_4 pour un demi-cycle précédent en traction.

4.1.1.3 Méthodologie pour obtenir la courbe hystérésis de l'acier structural

On a recours à des essais cycliques sur des éprouvettes afin de déterminer les paramètres présentés à la section 4.1.1. Des essais ont été réalisés au laboratoire de structure de Polytechnique Montréal dans le cadre du projet de l'étudiant au PhD Morteza Dehghani (Dehghani, 2016). Ces essais ont été réalisés sur un acier G40.21-350WT, semblables à l'acier ASTM A992 du profilé W250x101. Le montage qu'il a utilisé dans la presse *Instron* de 2,5 MN est présenté à la figure 4-3c. La forme et les dimensions des éprouvettes d'acier sont montrées à la figure 4-3a. Un rectangle, délimité par la ligne pointillée, a d'abord été découpé dans une plaque d'acier. Ce dernier avait des dimensions supérieures à celle de l'éprouvette afin que les propriétés ne soient pas modifiées par les températures élevées lors de la découpe. La partie centrale du spécimen est usinée afin que la rupture ne se produise pas aux extrémités filetées. Un extensiomètre Epsilon Technology de 25 mm de longueur a été utilisé pour mesurer la déformation de l'éprouvette durant les essais.

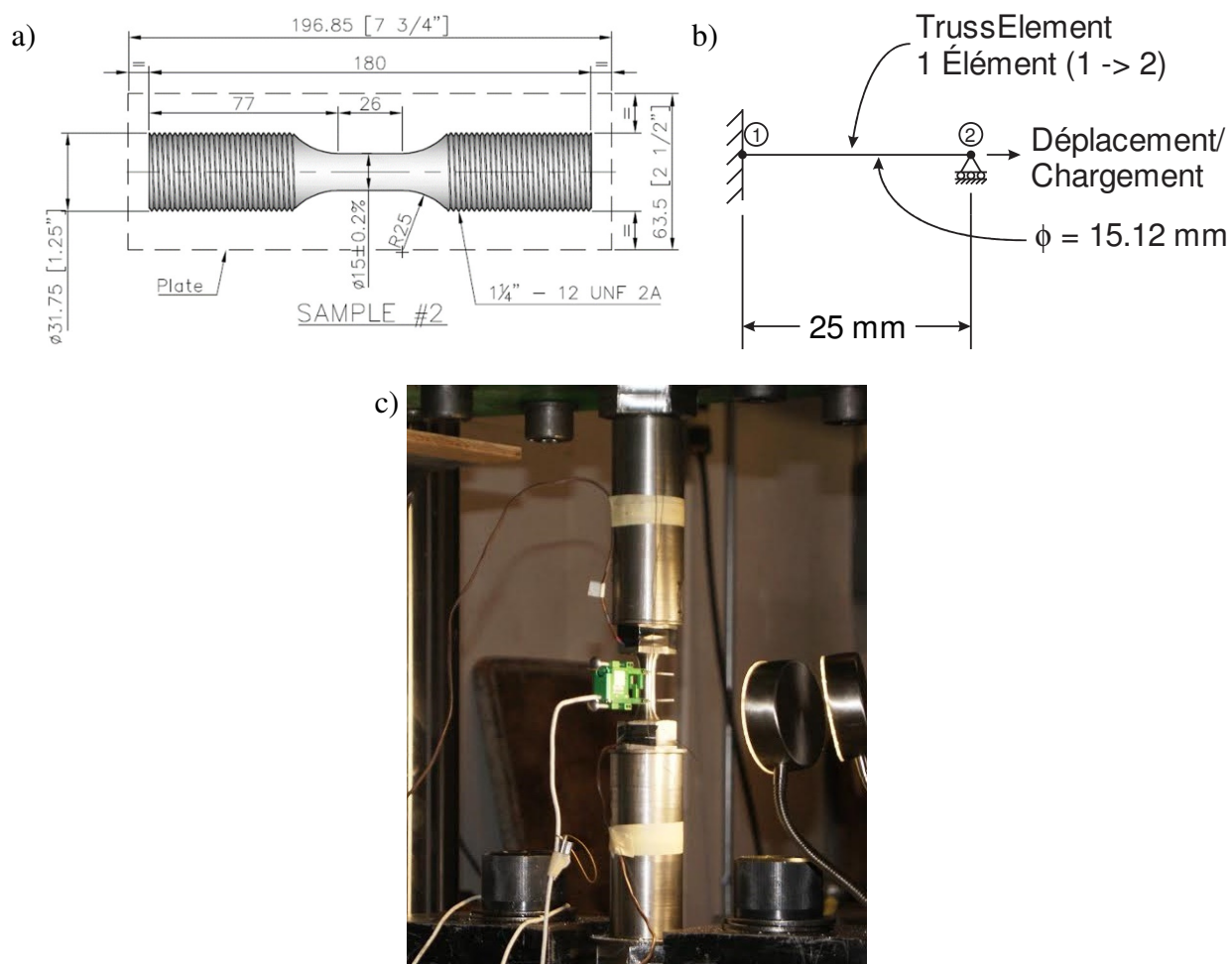


Figure 4-3: Éprouvette cyclique : a) dimensions ; b) modèle utilisé pour la calibration ; c) montage dans la presse *Instron*. (Dehghani, 2016)

Dans ses essais, Dehghani a appliqué plusieurs protocoles de chargement sur les éprouvettes. Le premier protocole est le protocole cyclique simple présenté à la figure 4-4a. L'amplitude la plus élevée appliquée à l'éprouvette correspond approximativement à la plage de déformations anticipées du premier essai expérimental réalisé dans ce projet. Pour le protocole décrit à la section 3.4.1, la déformation maximale enregistrée le long de la colonne était de -5,5% mm/mm. La courbe en bleue de la figure 4-4b montre l'hystérésis de l'éprouvette obtenue de l'essai. À noter que les déformations sont exprimées sous la notation d'ingénieur.

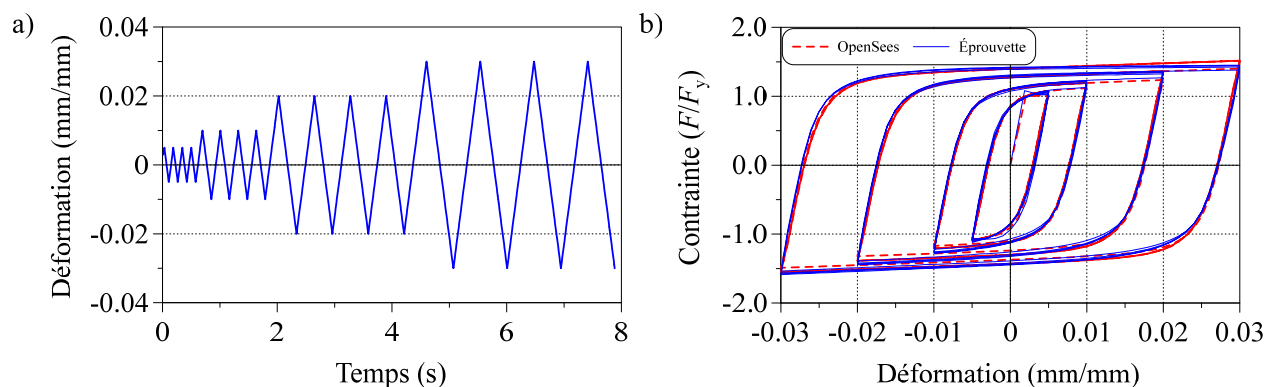


Figure 4-4 : Essai cyclique : a) protocole appliqué ; b) résultats expérimentaux et analytiques.

Pour tous les demi-cycles appliqués, le matériau a atteint le domaine inélastique. Dans les cycles à une déformation de $\pm 3,0\%$, une rigidité négative est observée lorsque l'éprouvette est étirée en traction. Ce phénomène provient de la striction de la section qui s'est initiée à ce moment. La striction est une diminution de la section d'acier qui se produit à de grandes déformations à l'endroit où la rupture du matériau se produira éventuellement.

De cette expérimentation, les valeurs anticipées des paramètres requis pour le matériau *Steel02* ont été établies pour chaque intervalle de déformation appliquée, dans ce cas-ci $\pm 0,5\%$, $\pm 1,0\%$, $\pm 2,0\%$ et $\pm 3,0\%$. Les résultats obtenus en utilisant les équations (4-1) à (4-3) sont présentés dans le tableau 4-2.

Tableau 4-2 : Paramètres de l'écrouissage isotrope des plages de déformations pour *Steel02*.

Cycles appliqués	Paramètre	Minimum	Moyenne	Maximum
$\pm 0,5\%$	a_1	0,03	0,05	0,08
	$a_2 = a_4$	2,50	2,50	2,50
	a_3	0,00	0,01	0,02
$\pm 1,0\%$	a_1	0,15	0,19	0,21
	$a_2 = a_4$	5,00	5,00	5,00
	a_3	0,08	0,14	0,18
$\pm 2,0\%$	a_1	0,30	0,34	0,37
	$a_2 = a_4$	10,00	10,00	10,00
	a_3	0,22	0,29	0,33
$\pm 3,0\%$	a_1	0,42	0,45	0,48
	$a_2 = a_4$	15,00	15,00	15,00
	a_3	0,35	0,41	0,44

Dans le tableau 4-2, on a conservé uniquement la moyenne des quatre répétitions de chaque cycle. Pour chacun de ces intervalles, les constantes a_2 et a_4 ont été posées identiques puisque les déformations atteintes en tension et en compression sont identiques. De plus, a_1 est toujours supérieur à a_3 , ce qui signifie que la résistance est plus élevée et qu'il y a davantage d'énergie dissipée lorsque le matériau est comprimé. Cela est attribuable à l'effet de Poisson. À partir du tableau 4-2, il est possible d'émettre des bornes aux paramètres allant du minimum au maximum. Ces limites sont présentées au tableau 4-3.

Tableau 4-3 : Bornes inférieures et supérieures des paramètres a_1 , a_2 , a_3 et a_4 .

Paramètre	Borne inférieure	Borne supérieure
a_1	0,03	0,48
a_2	2,50	15,00
a_3	0,00	0,44
a_4	2,50	15,00

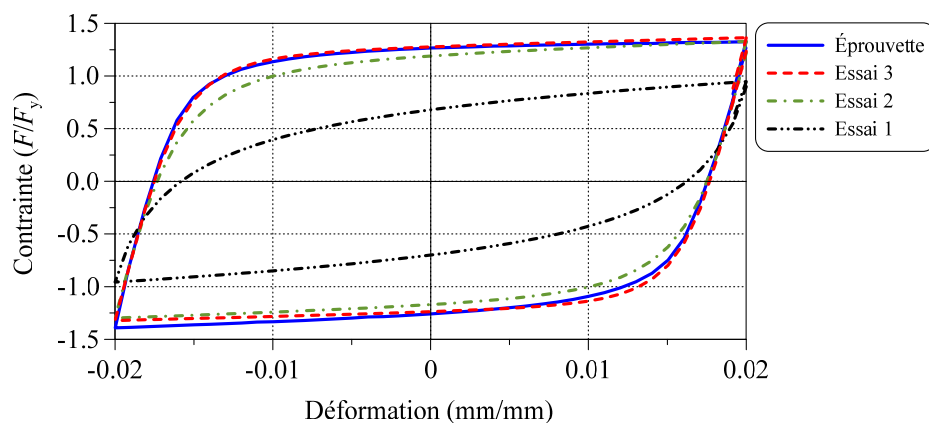
L'étape suivante a consisté à déterminer la valeur de chaque paramètre minimisant l'erreur entre les contraintes obtenues de l'essai et celles de la modélisation. Le modèle *OpenSees* utilisé, illustré à la figure 4-3b, comporte un seul élément treillis encastré à une extrémité. Les dimensions utilisées pour le coupon ont été ajoutées à la figure 4-3. On a appliqué à ce modèle le protocole de la figure 4-4a pour obtenir la charge axiale en tout temps. La limite élastique de l'acier de l'éprouvette a été déterminée par (Dehghani, 2016) et s'établit à 350 MPa. À l'aide du logiciel *Matlab* (MathWorks, 2014), la fonction *fminsearch* a été utilisée pour minimiser l'erreur entre l'essai et la modélisation. L'erreur est calculée selon l'équation :

$$\text{Erreur} = \sqrt{\sum \left(F_{y,\text{épreuve}} - F_{y,\text{modélisation}} \right)^2} \quad (4-4)$$

Lorsque la fonction recherche les paramètres optimaux, une différence inférieure à 10^{-10} est requise entre deux itérations afin de mettre fin à la boucle. Dans le tableau 4-4, on montre plusieurs ensembles de paramètres utilisés par la fonction lors de la minimisation. La figure 4-5 montre les courbes obtenues avec les valeurs du tableau 4-4. Par souci de mieux présenter l'information, seulement un des cycles ayant une déformation de $\pm 2,0\%$ est illustré. L'essai 3 donne les valeurs pour une calibration offrant l'erreur minimum pour cet essai. L'erreur entre les deux courbes correspond à 0,4 MPa.

Tableau 4-4 : Itérations des paramètres pour la calibration.

Paramètre	Essai 1	Essai 2	Essai 3 (optimisé)
b	0,00850	0,00850	0,00647
R_0	30,0	21,0	24,0
cR_1	0,973	0,912	0,889
cR_2	0,0140	0,178	0,0701
a_1	0,0800	0,230	0,341
a_2	5,00	9,00	12,20
a_3	0,0700	0,210	0,316
a_4	5,00	9,00	12,20

Figure 4-5: Courbes hystérésis pour trois ensembles de paramètres du matériau *Steel02*.

En observant les valeurs obtenues pour une calibration optimisée, les paramètres a_2 et a_4 sont près de la borne supérieure obtenue précédemment. Puisque des cycles de différentes amplitudes ont été appliqués dans l'essai cyclique et que l'on souhaite que le modèle soit aussi valable pour des déformations plus petites, il convient de vérifier les résultats pour chacun des cycles de l'essai, tel que montré à la figure 4-6. On voit que les paramètres choisis conviennent pour des oscillations inférieures à $\pm 3,0\%$. Cette vérification est importante, car l'erreur de la calibration due aux petits cycles a moins d'influence sur le comportement global en raison de leur faible nombre de mesures. On constate toutefois que la calibration est adéquate pour les quatre différents cycles appliqués à l'éprouvette.

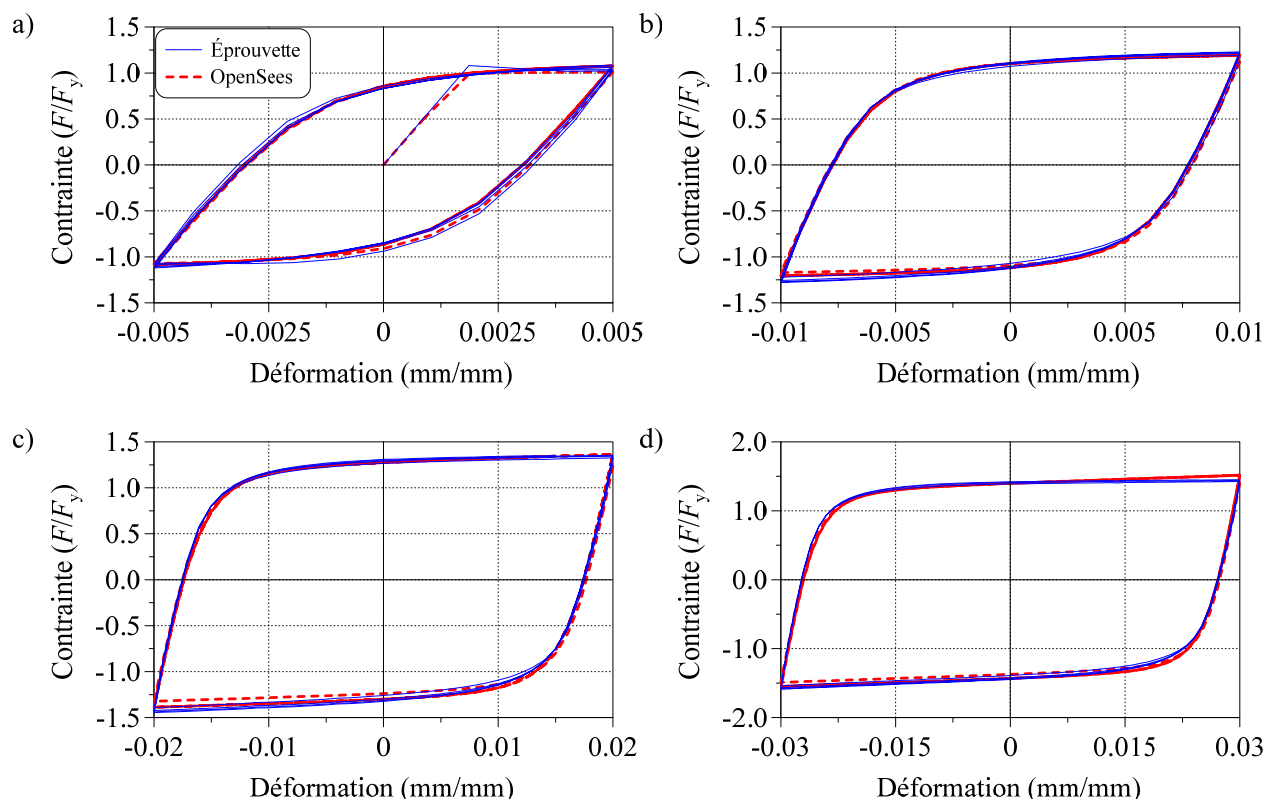


Figure 4-6: Courbe hystérésis pour différents cycles : a) $\pm 0,5\%$; b) $\pm 1,0\%$; c) $\pm 2,0\%$; d) $\pm 3,0\%$.

4.1.1.4 Comportement sous différentes sollicitations

Une fois les paramètres finaux obtenus, on doit vérifier le comportement du matériau sous différentes sollicitations. Pour ce faire, on utilise des résultats d'autres essais cycliques réalisés par (Dehghani, 2016) en appliquant d'autres protocoles de chargement. Dans un premier temps, on considère deux historiques correspondant aux protocoles de sollicitations sismiques. Ces historiques sont soumis à l'élément treillis et on compare les résultats avec ceux de l'essai cyclique.

Historique d'un séisme éloigné d'un épocentre

Le premier enregistrement de séisme provient de la déformation subie par une diagonale de contreventement d'un bâtiment de neuf étages soumis à un enregistrement sismique obtenu lors du séisme de magnitude 6,9 de *Loma Prieta*, en Californie, en 1989 (figure 4-7). Le bâtiment est situé à Victoria sur un sol de type C et le séisme a été ajusté avec un facteur d'échelle de 1,5. Les

déformations dans la diagonale la plus sollicitée des étages 8 et 9 ont été conservées. Elle est illustrée à la figure 4-7a.

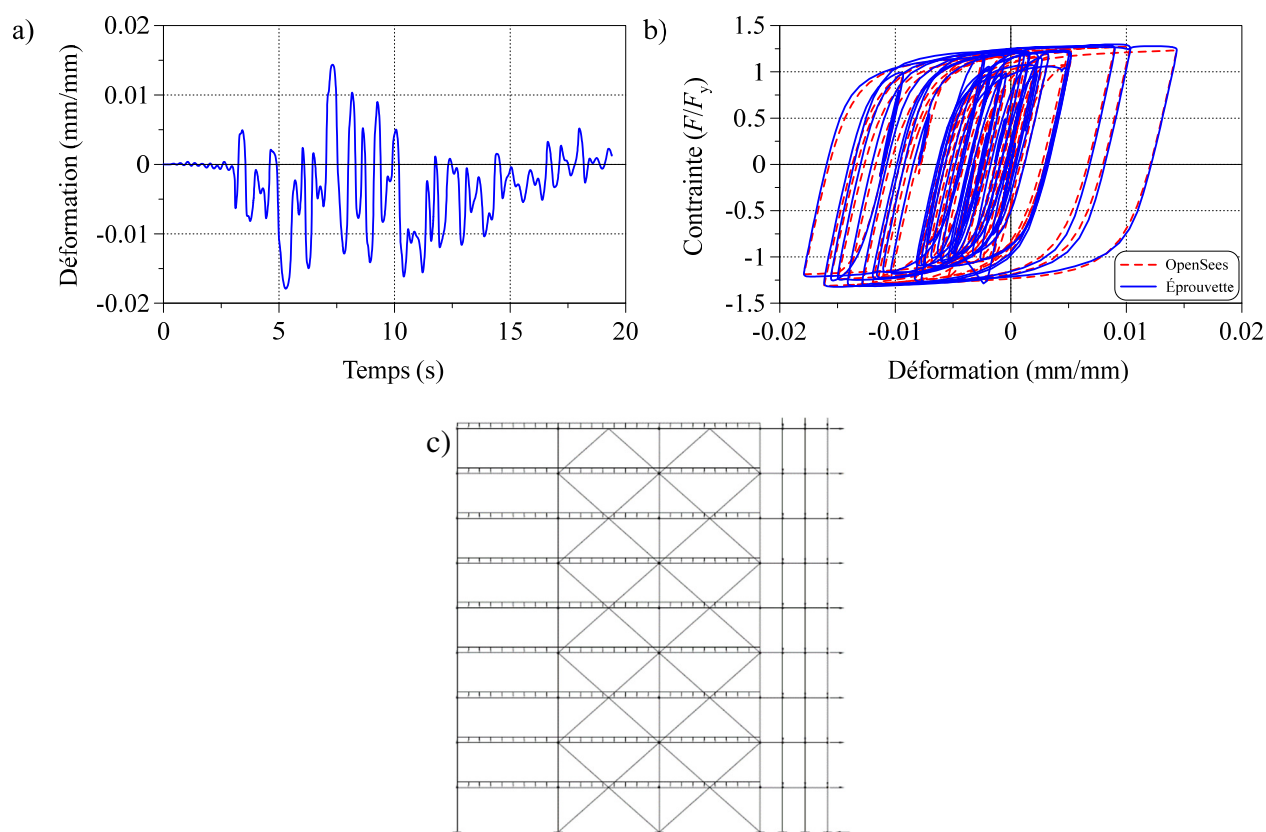


Figure 4-7: Historique de déformation éloigné d'un épocentre : a) protocole ; b) réponse obtenue ; c) structure modélisée sous *OpenSees*. (Dehghani, 2016)

En observant ce protocole, la déformation maximale entre deux pics est près de 2,8%. La réponse du modèle *OpenSees* utilisant un élément treillis devrait être adéquate car la calibration a été réalisée sur un intervalle de déformations de $\pm 3,0\%$. La contrainte de la diagonale est montrée à la figure 4-7b. On observe une bonne superposition entre les deux courbes. La contrainte du modèle *OpenSees* est inférieure à quelques endroits lorsque le matériau est dans un domaine plastique par rapport à l'éprouvette. De plus, lorsque le chargement est inversé, la plastification débute à un niveau de contrainte plus faible sous le modèle *OpenSees*. Cette différence peut provenir des paramètres simulant l'effet de *Bauschinger*.

Historique d'un séisme près d'un épicycle

Le second historique provient d'une analyse structurale similaire, cette fois avec un enregistrement du séisme de magnitude 7,6 de Chi-Chi qui s'est produit à Taiwan en 1999. Le séisme a été enregistré à 30 km de la faille. La procédure décrite plus haut a été utilisée dans cette section. La déformation provenant de la diagonale sélectionnée est montrée à la figure 4-8a. Contrairement à l'historique éloigné d'un épicycle, le séisme de Chi-Chi induit une déformation maximale d'environ 10% lors d'une excursion. La déformation obtenue du modèle numérique est présentée à la figure 4-8b. Les contraintes du modèle numérique excèdent à plusieurs reprises les contraintes mesurées par l'éprouvette. Les résultats montrent que le comportement du matériau simulé n'est pas adapté pour une sollicitation qui induit des déformations supérieures à la plage de déformations de la calibration. Lorsque le séisme induit des efforts de traction, on peut remarquer une amplification de la plastification à 2,0% et 2,5% de déformation. Ce phénomène se produit suivant l'excursion de 10% de déformation qui induit une déformation résiduelle d'environ 2%. Le matériau *Steel02* du logiciel *OpenSees* ne possède pas de mémoire et peut expliquer cette observation. On observe donc une surestimation de la contrainte après plusieurs cycles de chargement et déchargement sous de petites déformations. Comme le montre la figure 4-8a, les cycles de faible amplitude sont fréquents après 40 secondes.

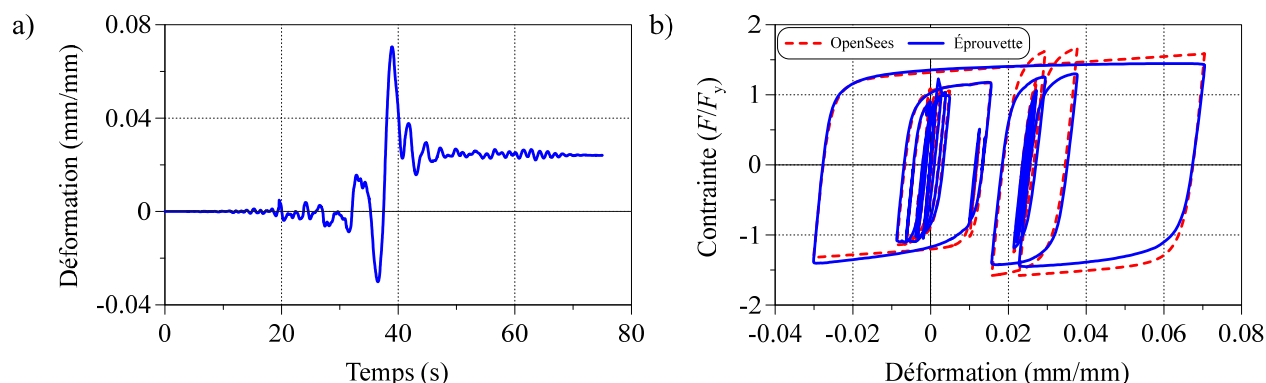


Figure 4-8: Historique de déformation près d'un épicycle : a) protocole ; b) réponse obtenue.

Lorsque de telles déformations sont anticipées, de nouveaux paramètres doivent être utilisés afin d'assurer un comportement adéquat. On présente, à la section 4.1.1.5, les valeurs à utiliser pour un matériau soumis à de grandes déformations.

Dérive progressive

Le troisième protocole appliqué étudie la dérive progressive de la déformation lorsque plusieurs cycles de chargement et de déchargement sont appliqués à l'éprouvette. Ce chargement se résume en deux phases. Premièrement, on étire le coupon jusqu'à une déformation totale de 2,0% puis on le soumet à 1000 cycles en contrôle de force pour induire une contrainte variant de $1,10F_y$ à $-0,75F_y$. À cause du comportement différent en compression et traction en régime inélastique, le matériau sous *OpenSees* ne donne pas la même contrainte que celle mesurée au laboratoire. Afin d'avoir un protocole identique entre l'essai et la modélisation, les contraintes appliquées lors de la deuxième phase ont été décalées de $1,10F_y$ à $-1,25F_y$ et de $-0,75F_y$ à $-0,60F_y$. Les résultats sont montrés à la figure 4-9.

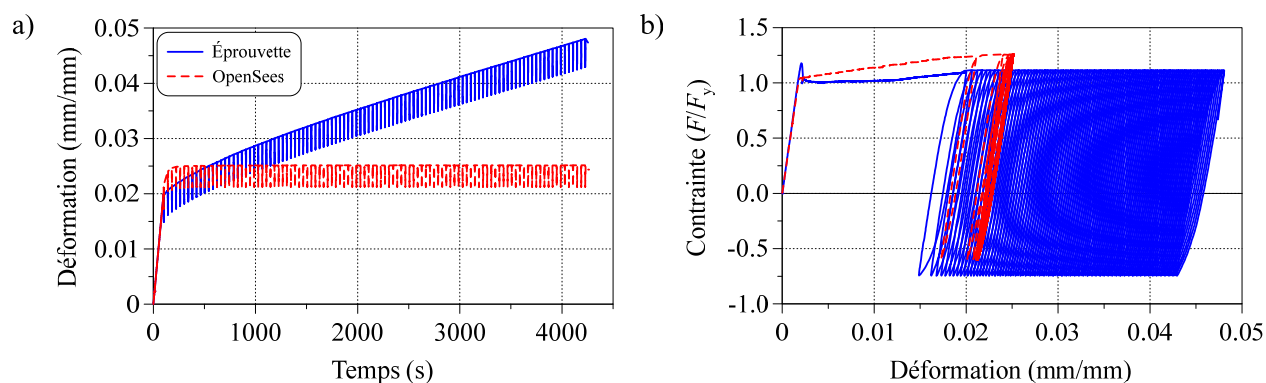


Figure 4-9: Dérive progressive : a) déformations enregistrées ; b) hystérésis.

La figure 4-9a montre les déformations en fonction du temps. On constate que le comportement du modèle diffère de celui de l'éprouvette. L'éprouvette s'étire constamment sous les cycles de force contrairement au modèle qui demeure stable. Cette différence peut s'expliquer par le fait que le paramètre de l'écrouissage cinématique b est identique en compression et en tension pour le matériau *Steel02*. Une déformation identique est obtenue à la fin de chaque excursion car les cycles en contrôle de force sont symétriques. Ce protocole révèle une limitation du matériau *Steel02*.

Protocole de déformations à moyenne positive

Le dernier protocole appliqué consiste en des déformations cycliques d'une déformation positive de 2,5%, tel qu'illustré à la figure 4-10a. Une fois la déformation imposée à 2,5%, quatre cycles de

déformation de $\pm 2,0\%$ sont soumis à l'élément. Lorsque la déformation revient à $2,0\%$ pour la seconde fois, la figure 4-10b montre une augmentation de la contrainte à la fois pour l'éprouvette et le modèle. Les deux courbes présentent la même hystérésis sauf lorsque le matériau passe d'un régime élastique à inélastique. On observe alors une contrainte plus élevée dans le matériau *Steel02*.

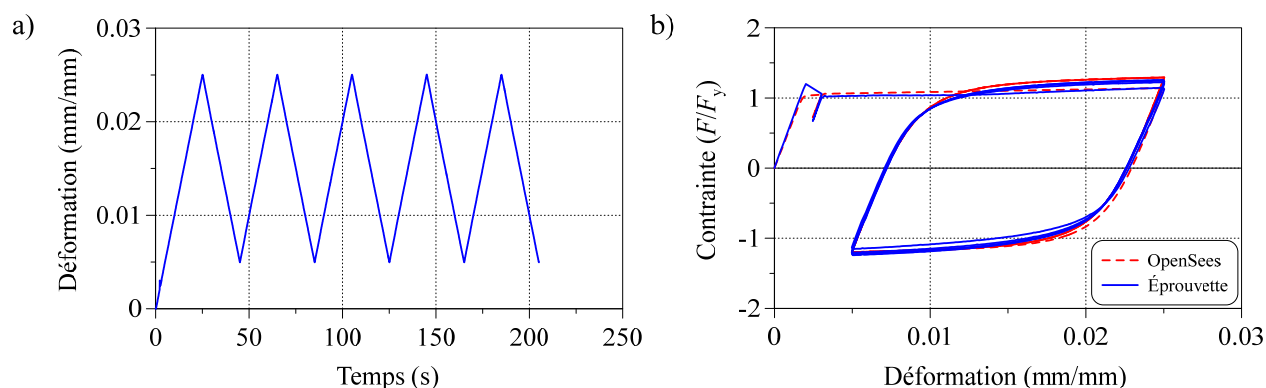


Figure 4-10: Déformations à moyenne positive : a) protocole ; b) hystérésis.

4.1.1.5 Calibration sous de grandes déformations

Lors de l'étude du comportement du matériau soumis à un historique de déformations près d'un épïc centre de séisme, les contraintes provenant du modèle *Steel02* étaient plus élevées que celles des essais de traction. On a donc procédé à une seconde calibration basée sur cet historique. La méthodologie de la section 4.1.1.3 a été employée. À noter que les limites ont été augmentées afin de tenir compte d'un intervalle de déformations plus élevées. Les valeurs ainsi obtenues sont présentées au tableau 4-5. Visiblement, les paramètres a_2 et a_4 sont plus élevés pour tenir compte de l'augmentation des déformations.

Tableau 4-5: Paramètres résultant de la calibration pour de grandes déformations.

Paramètre	Valeur
b	0,00824
R_0	26,1
cR_1	0,897
cR_2	0,0734
a_1	0,378
a_2	18,05
a_3	0,1892
a_4	18,05

L'hystérésis obtenue avec le modèle *Steel02* est présentée à la figure 4-11. Bien que le matériau modélisé ne possède pas de mémoire, les contraintes obtenues à la suite des multiples cycles de faibles déformations sont réduites avec les nouveaux paramètres. Lors de l'excursion de 10% de déformation, la rigidité de l'éprouvette est plus faible que celle du modèle qui se base sur la valeur de b .

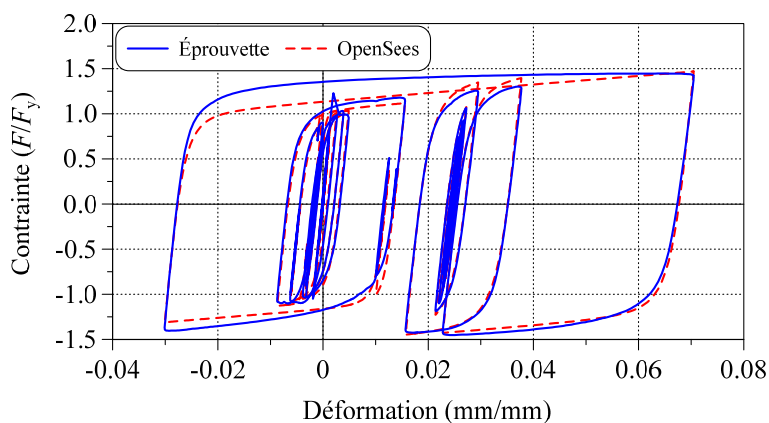


Figure 4-11: Hystérésis de la calibration pour de grandes déformations.

Afin d'être en mesure d'utiliser cette calibration, les paramètres R_0 , cR_1 , cR_2 , a_1 , a_2 , a_3 et a_4 proviennent de la calibration effectuée pour une plage de déformations de $\pm 3,0\%$ contrairement à F_y et b qui dépendent des essais de traction effectués sur l'acier utilisé. Ces résultats ont été présentés à la section 4.1.1.1.

4.1.2 Calibration du matériau *Steel4*

Le second matériau calibré pour le logiciel *OpenSees* est *Steel4*. Ce dernier est plus performant que *Steel02* mais requiert davantage de paramètres. Les forces et les faiblesses de ce matériau ont été présentées à la section 2.1.3.2. Tout comme pour *Steel02*, le logiciel *Matlab* (MathWorks, 2014) a été utilisé pour la calibration, mais cette fois-ci avec la fonction *LsqCurveFit*. La fonction d'optimisation est intégrée à la fonction et les mêmes critères pour mettre fin à la procédure d'optimisation ont été utilisés. On s'intéresse à la calibration sous un chargement monotone dans la première partie et à un chargement cyclique dans la seconde partie.

4.1.2.1 Sollicitation monotone

Les résultats de la calibration pour un chargement monotone sont présentés dans le tableau 4-6. Les paramètres avec une étoile ont été optimisés afin de minimiser l'erreur entre la modélisation et la courbe expérimentale. Les autres paramètres ont été calculés à partir des résultats des éprouvettes de traction ou proviennent directement des résultats expérimentaux. La valeur du paramètre de l'écroutissage cinématique (b_k) a été posée très faible afin de considérer uniquement l'écroutissage isotrope.

Tableau 4-6: Paramètres de la calibration pour un chargement monotone avec le matériau *Steel4*.

Paramètre	Âme	Semelles
b_k	0,0001	0,0001
R_0	31,0	
r_1	0	
r_2	1	
b_i^*	0,0364	0,0317
ρ_i	1,385	1,391
b_l	0	0
R_i^*	0,589	0,623
l_{yp}	4,5	6,75
* Paramètres optimisés.		

Les courbes provenant de ces paramètres sont présentées à la figure 4-12. La calibration a été effectuée sur une plage de déformations n'excédant pas 6% afin de couvrir la plage de déformations anticipées et d'avoir le meilleur comportement possible. Avec ce matériau, un chargement monotone est mieux simulé. Pour rappel, le matériau *Steel02* simplifie la courbe provenant de

l'éprouvette en deux segments de droite. Pour des déformations demeurant au niveau du plateau plastique, une plus grande contrainte sera déterminée par le matériau sous *Steel02*.

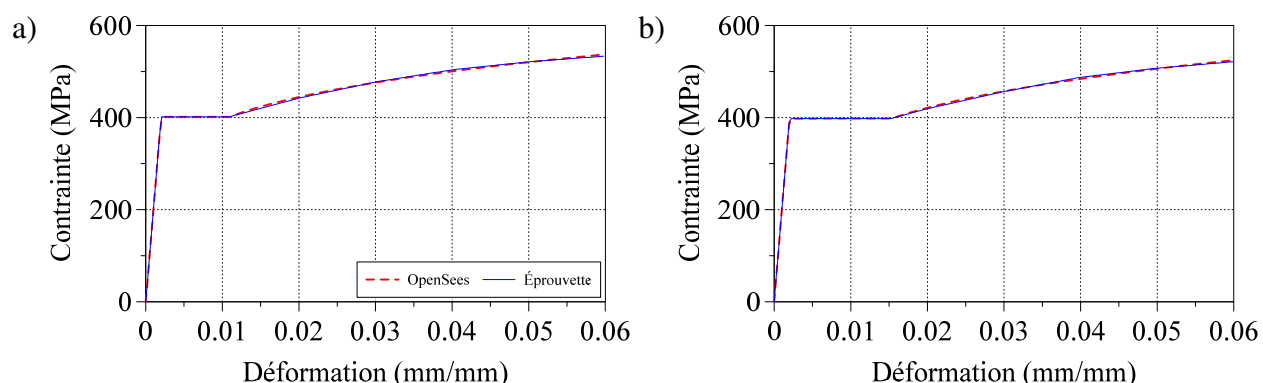


Figure 4-12: Calibration du matériau *Steel4* sur les éprouvettes de traction : a) éprouvette de l'âme ; b) éprouvette des semelles.

4.1.2.2 Sollicitation cyclique

Sous une sollicitation cyclique, les paramètres déterminés à la section précédente ne sont pas adéquats. Une seconde calibration a donc été réalisée sur l'éprouvette cyclique présentée à la section 4.1.1.3 sur une plage de déformations de $\pm 3,0\%$. On a considéré un comportement non symétrique avec le matériau *Steel4*. Donc, tous les paramètres des écrouissages cinématique et isotrope doivent être calibrés individuellement pour un matériau en tension et en compression. Les résultats sont présentés dans le tableau 4-7.

Tableau 4-7: Paramètres calibrés du matériau *Steel4*.

Paramètre	Tension	Compression
b_k	0,001941	0,00809
R_0	29,7	29,2
r_1	0,908	0,914
r_2	0,0526	0,0818
b_i	0,000431	0,0249
ρ_i	1,113	1,050
b_l	0	0
R_i	2,75	0,783
l_{yp}	1,673	

L'hystérésis du modèle numérique et de l'éprouvette sur laquelle la calibration a été réalisée sont présentées à la figure 4-13a. On constate que le matériau *Steel4* s'adapte très bien à la courbe expérimentale à la fois en tension et en compression. Tout comme pour le matériau *Steel02*, il importe de vérifier le matériau sous différentes sollicitations. On étudie le comportement sous les sollicitations déjà présentées aux sections 0 à 0.

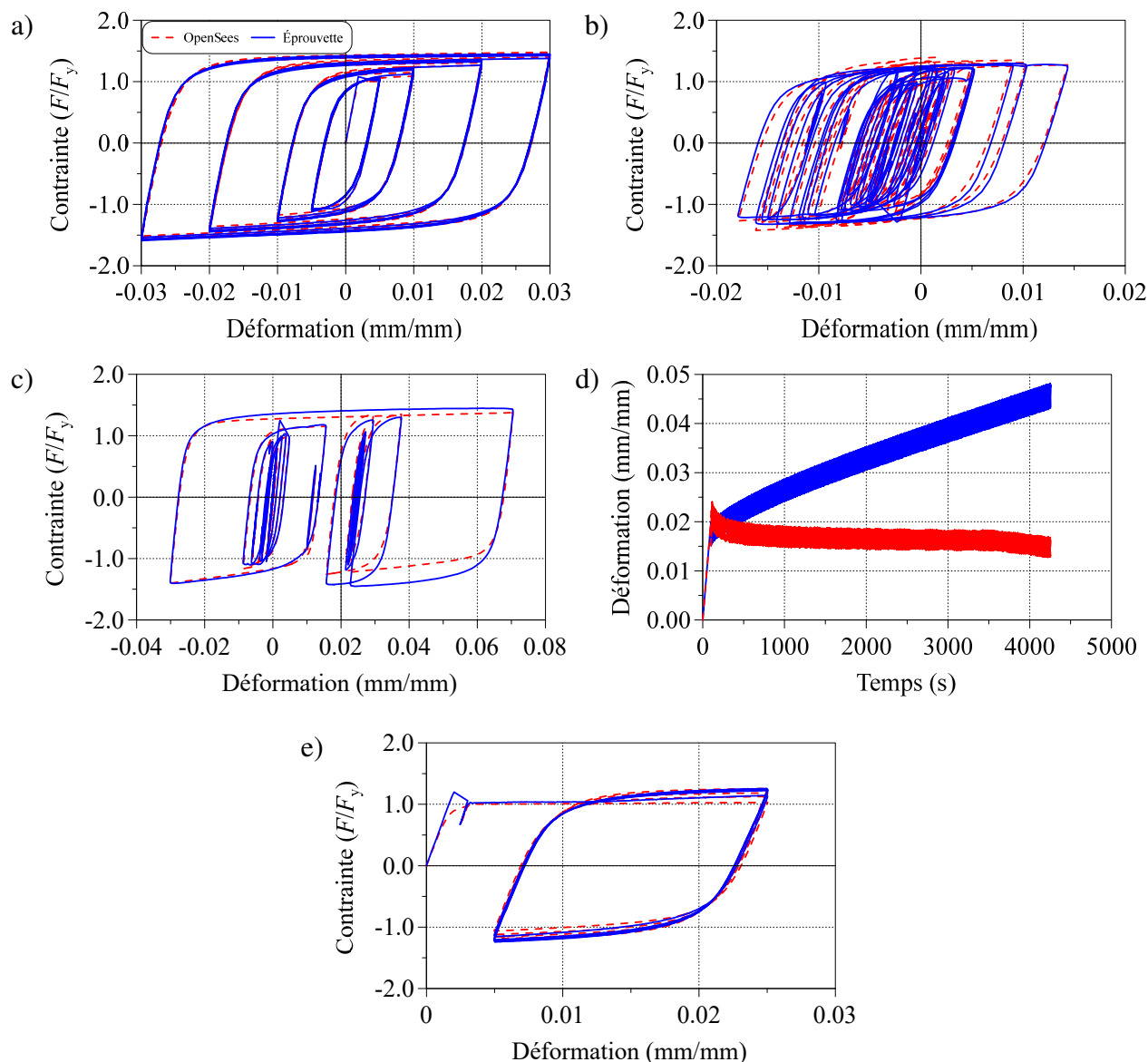


Figure 4-13: Calibration du matériau *Steel4* : a) calibration sur éprouvette cyclique ; b) vérification sur un historique d'un séisme éloigné d'un épocentre ; c) vérification sur un historique d'un séisme près d'un épocentre ; d) vérification sur un protocole de dérive progressive ; e) vérification sur un protocole de déformations à moyenne positive.

Un historique d'un séisme éloigné d'un épocentre est étudié dans un premier temps à la figure 4-13b. L'hystérésis simulée est adéquate mais, contrairement à *Steel02*, on observe des contraintes supérieures à celles de l'éprouvette (voir la figure 4-7b). En ce qui a trait à l'historique d'un séisme près d'un épocentre (figure 4-13c), le comportement du modèle représente mieux le coupon qu'avec le matériau *Steel02* (voir la figure 4-8b). On ne constate plus les amplifications de contraintes aux déformations 2,0% et 2,5%.

À la figure 4-13d, on a appliqué le protocole à dérive progressive. On observe une grande différence entre la simulation et l'expérimentation. Lors de l'application des 1000 cycles en contrôle de force, les déformations tendent à diminuer dans la modélisation contrairement à une augmentation progressive dans le matériau réel. L'utilisation d'un matériau non symétrique est probablement une des sources de cette disparité. En fait, en observant le tableau 4-7, on constate que le paramètre de l'écroutissement cinématique b_k est quatre fois plus élevé en compression, ce qui peut mener à davantage de déformation lorsque le matériau est plastifié en compression. De plus, 15 paramètres étaient optimisés lors de la calibration sur le protocole cyclique. Il est probable que certains paramètres requièrent une calibration sur d'autres types de sollicitation.

Pour la dernière vérification, le protocole de déformations avec décalage de déformations à 2,5% (figure 4-13e) a été soumis au matériau *Steel4*. On observe une augmentation de la contrainte à chacun des cycles. Sous le matériau *Steel02* (voir la figure 4-10b), il n'y avait pas d'augmentation apparente. La calibration avec le matériau *Steel4* est adéquate de par la vérification sous différentes sollicitations sauf pour le protocole à dérive progressive. Toutefois, dans le cadre de cette maîtrise, le comportement du matériau est jugé acceptable pour les besoins. Ce matériau sera utilisé lors de la simulation de l'essai 4 à la section 5.4.

4.1.3 Modélisation d'une colonne d'acier

On présente dans cette section la modélisation des colonnes d'acier. Tel que mentionné dans l'introduction, des modèles représentant les essais effectués doivent être développés. Dans le but d'obtenir des résultats comparables, le modèle décrit les colonnes testées en laboratoire. La colonne d'acier, illustrée dans la figure 4-14a, est un profilé W250x101 d'une longueur de 4 mètres. Une plaque d'acier d'une épaisseur de 76 mm est soudée à chaque extrémité pour l'assemblage au montage. Ces plaques ne sont pas modélisées.

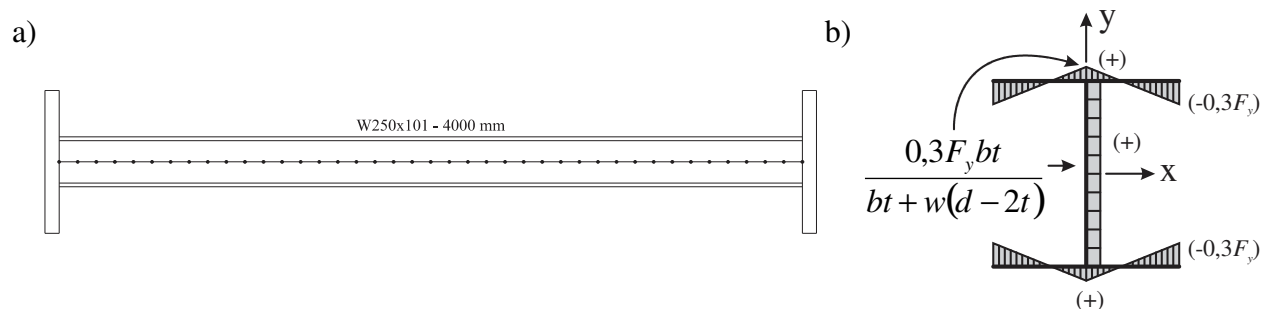


Figure 4-14: Colonnes d'acier : a) modèle bâton ; b) discrétisation de la section en fibre avec un profil simplifié des contraintes résiduelles (Galambos et Ketner (1959)).

Un des matériaux définis précédemment peut maintenant être appliqué à des éléments poutres. Sur la figure 4-14a, la ligne médiane représente le modèle bâton utilisé dans la modélisation. Le profil des contraintes résiduelles considéré est montré à la figure 4-14b. La longueur de la colonne est divisée en 40 éléments *force-based nonlinear beam column* adoptant une transformation géométrique *co-rotational* qui considère l'effet des non-linéarités géométriques en grandes déformations. On a considéré cinq points d'intégration afin de bien capter les déformations le long des éléments. La section a été discrétisée en fibres telle qu'illustrée sur la figure 4-14b. Chaque semelle est divisée en quatre *patches* : 10 fibres entre l'extrémité et l'endroit où la contrainte résiduelle est nulle et 10 fibres à partir de ce point jusqu'au niveau de l'âme. L'autre moitié est identique. Quant à l'épaisseur, elle est constituée de 20 fibres. On a adopté une discrétisation différente sur l'âme avec 10 fibres le long de la paroi et 10 fibres sur l'épaisseur. Les modèles numériques utilisés lors de l'élaboration des protocoles de chargement des quatre essais ont adopté le profil des contraintes résiduelles montré à la figure 4-14b car les mesures des contraintes résiduelles sur un échantillon de poteau n'étaient pas réalisées à ce stade.

Chaque nœud du modèle épouse le profil des défauts de rectitude présentés à la section 3.2.3.2. Le défaut de rectitude du premier nœud au bas de la colonne est posé nul. Les défauts de rectitude sont considérés à la fois dans l'axe faible (y-y) et l'axe fort (x-x). N'ayant pas de plan de symétrie entre les deux plaques de base, un décalage est observé entre les deux nœuds d'extrémités.

4.1.4 Conditions d'appuis des extrémités

Tous les spécimens d'acier ont des plaques d'extrémités et permettent de fixer le spécimen à la base du montage. Tel que présenté à la section 3.2, le serrage des vis d'assemblage simule une condition d'encastrement parfaite. Dans les modèles numériques, les six degrés de liberté du premier nœud de la colonne ont été bloqués pour reproduire cette condition d'appui. Pour le nœud au sommet, les conditions d'appuis diffèrent selon le protocole appliqué. Dans la réalité, un encastrement parfait n'est pas possible à obtenir et on présentera, à la section 5.5, la longueur effective réelle de la colonne.

Dans les deux premiers essais, on a appliqué des déplacements axiaux seulement. Donc, uniquement le degré de liberté associé à ce déplacement a été libéré dans le modèle *OpenSees*. Dans le second essai, les rotations au sommet de la colonne étaient libres de se produire. Les déformations et rotations sont imposées en contrôle de déformation. Toutefois, différentes sollicitations ont été appliquées aux essais 3 et 4. Pour l'essai 3, les degrés de liberté (DDL) libres et fixes au nœud de contrôle sont donnés dans le tableau 4-8.

Tableau 4-8: Degrés de liberté du nœud de contrôle au sommet pour l'essai 3.

Étape	DDL libre	DDL bloqués
1	C_z et D_z	D_x, D_y, R_x, R_y, R_z
2	D_y et D_z	D_x, R_x, R_y, R_z
3	D_z et R_x	D_x, D_y, R_y, R_z

Dans le tableau 4-8, C , D et R font respectivement référence à une force, un déplacement et une rotation. L'indice correspond au degré de liberté. La première étape consistait à l'application d'une charge axiale C_z . Durant l'application de cette charge, tous les autres degrés de liberté étaient bloqués. La seconde étape était l'application d'un déplacement latéral selon l'axe fort D_y . Pendant ce déplacement, uniquement le déplacement axial de la colonne était autorisé. La dernière étape consistait à appliquer un protocole de rotations R_x au sommet du poteau. Tout comme pour l'étape 2, le déplacement axial était autorisé et le déplacement D_y était fixé à l'amplitude atteinte durant l'étape 2.

Pour l'essai 4, les degrés de liberté libres et bloqués au nœud de contrôle étaient identiques à celles de l'essai 3 sauf que le déplacement latéral à l'étape 2 et la rotation à l'étape 3 ont été appliqués selon l'axe faible de la colonne (D_x et R_y).

4.2 Modèles élaborés à l'aide d'*Abaqus*

La seconde partie de ce chapitre s'intéresse à la modélisation d'une colonne d'acier effectuée à l'aide du logiciel *Abaqus* (Simulia, 2011). Ce logiciel, plus puissant qu'*OpenSees*, permet de simuler le voilement local et le flambement en flexion-torsion, phénomènes non pris en charge par le premier logiciel. Pour rappel, le voilement local peut se produire sur les parois minces telles que les semelles et l'âme du spécimen. Sous une charge axiale combinée à des efforts de flexion, ce phénomène peut s'observer lorsque les semelles se rapprochent ou s'éloignent les unes des autres localement.

4.2.1 Calibration du matériau

Tout comme dans la section précédente, on doit réaliser la calibration du matériau dans le logiciel *Abaqus* pour un chargement monotone et un chargement cyclique. La première section s'intéresse à la calibration et la seconde à la modélisation des colonnes d'acier.

4.2.1.1 Chargement monotone

Dans le logiciel *Abaqus*, on utilise le matériau appelé *Isotropic* pour reproduire le comportement de l'acier obtenu des essais de traction. Il s'agit uniquement de caractériser la courbe contrainte-déformation sous la notation réelle sur une plage de déformations souhaitée. Dans notre cas, on définit cette courbe pour les semelles et l'âme jusqu'à une déformation de 7% provenant des résultats de la section 3.5.2.3.

4.2.1.2 Chargement cyclique

Pour une sollicitation cyclique, la définition du matériau est plus complexe. En fait, tout comme pour le logiciel *OpenSees*, les écrouissages cinématique et isotrope doivent être définis séparément. Les paramètres cycliques du matériau proviennent du travail de l'étudiante au PhD Yasaman Balazadeh (Balazadeh, 2016).

Dans le logiciel *Abaqus*, on emploie une combinaison de l'écrouissage cinématique et isotrope (*combined hardening*). Ces deux comportements ont été décrits dans la revue de la littérature. La première composante de l'écrouissage, soit cinématique, est définie selon deux contraintes de retour (*backstress*). Ces contraintes sont définies à l'aide des paramètres C_i et γ_i valant respectivement 1500 MPa et 15 pour la première contrainte de retour et 70 MPa et 20 pour la seconde. L'écrouissage isotrope est défini à l'aide de l'option disponible *cyclic hardening* utilisant les paramètres Q_∞ et b valant respectivement 140 MPa et 1,5.

La calibration a été réalisée en utilisant l'essai cyclique sur une éprouvette de (Dehghani, 2016) présentée à la section 4.1.1.3.

4.2.2 Modélisation d'une colonne d'acier

Après la caractérisation de l'acier, on procède à la modélisation de la colonne d'acier. Dans le logiciel *OpenSees*, la section d'acier était formée de fibres définies le long d'une ligne centrale. Dans le logiciel *Abaqus*, la section est d'abord définie à l'aide d'éléments *Shell* puis extrudée sur une longueur correspondant à la hauteur totale du poteau. La figure 4-15a illustre une partie du poteau avec les éléments *Shell* de type S4. Uniquement la ligne médiane des parois de la section est définie. Par la suite, chaque paroi est divisée en seize bandes identiques dans le but de reproduire le plus fidèlement possible le profil des contraintes résiduelles. Le maillage était réalisé à la suite du traçage du poteau. La figure 4-15b montre le maillage. On a utilisé un maillage d'une largeur équivalente à la largeur d'une bande. Chaque élément est formé de quatre nœuds situés aux quatre coins et l'option *reduced integration* n'a pas été considérée car celle-ci simplifie les quatre nœuds en un seul nœud localisé au centre de l'élément. Lors de l'analyse, les contraintes sont premièrement calculées au niveau des nœuds puis interpolées linéairement à l'intérieur de l'élément. Bien que des éléments solides à huit nœuds soient disponibles dans le logiciel *Abaqus*, les éléments *Shells* ont été utilisés afin de réduire le temps d'analyse. L'utilisation d'un ou l'autre de ces deux types d'éléments donne une réponse similaire.

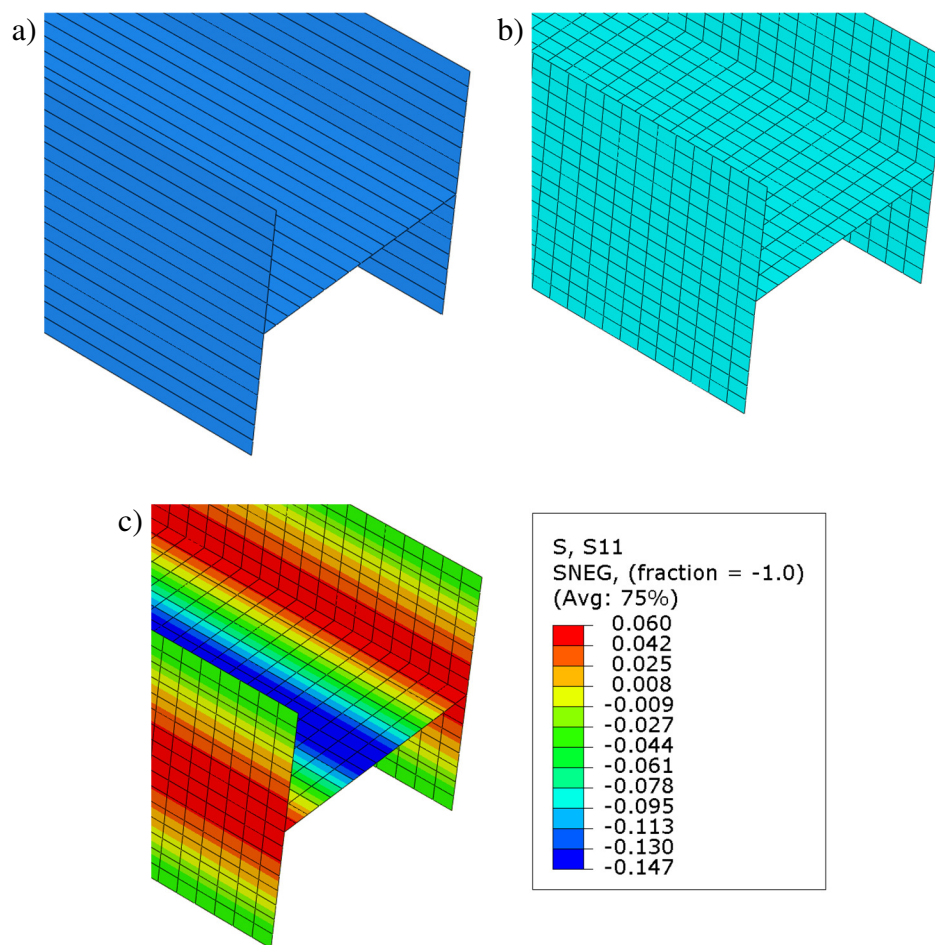


Figure 4-15: Modélisation d'une colonne d'acier sous *Abaqus* : a) division des différentes parois ; b) maillage de la colonne ; c) contraintes résiduelles (GPa).

Une fois le maillage effectué, des contraintes initiales simulant les contraintes résiduelles ont été appliquées à chacune des bandes (voir la figure 4-15c). La valeur des contraintes a été calculée à partir des profils obtenus à la section 3.5.3.2. L'unité utilisée dans la légende des contraintes est exprimée en GPa.

Tout comme dans le logiciel *OpenSees*, on a appliqué des conditions d'appuis aux extrémités de la colonne. Pour ce faire, une contrainte de type *kinematic coupling* a été employée. Cette dernière consiste à imposer à des nœuds dits *esclaves* les degrés de liberté choisis d'un nœud *maître*. Le nœud *maître* choisi était situé au milieu de l'âme et tous les autres nœuds étaient, par conséquent, *esclaves*. Pour le bas de colonne, tous les degrés de liberté ont été bloqués. Les conditions de retenues au sommet sont indiquées dans le tableau 4-8.

En ce qui concerne les défauts de rectitude, l'interface d'*Abaqus* ne permet pas de les imposer dans deux directions différentes. Un chiffrier Excel a donc été élaboré dans le but de modifier la position initiale de tous les nœuds de la colonne. À la section 3.2.3.2, la hauteur de la colonne a été divisée par quarante pour y définir les défauts de rectitude. Dans le logiciel *Abaqus*, les éléments sont beaucoup plus petits et une interpolation linéaire a été utilisée lorsque nécessaire. Au moment de définir les protocoles, les défauts de rectitude n'étaient pas connus et une analyse de flambement dans le logiciel *Abaqus* a été utilisée pour insérer une géométrie initiale à la colonne. L'amplitude maximale des défauts de rectitude était de $h/1000$ où h est la hauteur totale du poteau.

CHAPITRE 5 ANALYSE DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

La première phase de ce projet de maîtrise consistait à effectuer des essais sur des poteaux de vraie longueur pour vérifier la validité des logiciels par éléments finis. La description de l'étude expérimentale ainsi que la prise de mesures ont été présentées au chapitre 3 et les différentes étapes de modélisation pour les logiciels *OpenSees* et *Abaqus* au chapitre 4. Dans ce chapitre, on traite des résultats expérimentaux des quatre essais, plus précisément de l'effort axial, du moment fléchissant et des déplacements au sommet des poteaux, des déformations mesurées à partir des jauges et des déplacements horizontaux provenant des potentiomètres à corde. Ces résultats sont ensuite comparés à ceux obtenus de modèles numériques. On vérifie également le coefficient de longueur effective des spécimens de colonne en plus des rigidités axiale, latérale et rotationnelle. On termine le chapitre par une discussion de la première phase du projet.

5.1 Résultats de l'essai 1

L'essai 1 a été le premier d'une série de quatre essais réalisés sur des colonnes d'acier avec le système de chargement à six degrés de liberté de Polytechnique Montréal. Un protocole monotone avec des conditions d'appuis encastrées aux deux extrémités avait été sélectionné afin de vérifier le bon fonctionnement du système de chargement. Pour rappel, quatre cycles de déplacement vertical dans un domaine élastique étaient d'abord appliqués avant l'application d'un déplacement vertical vers le bas causant le flambement de la colonne. L'essai se poursuivait par un cycle de déplacement vertical dans la zone post-flambement. Le flambement s'est produit autour de l'axe faible, dans la direction Est. La déformée globale de la colonne lors du flambement est présentée à figure 5-1. La forme de la déformée est identique avec le profil théorique d'un poteau doublement encastré. Durant l'essai, aucun voilement local n'a été observé sur les différentes parois. Les parois étaient suffisamment trapues afin de retarder ou d'éviter le voilement local sous de grandes déformations inélastiques.

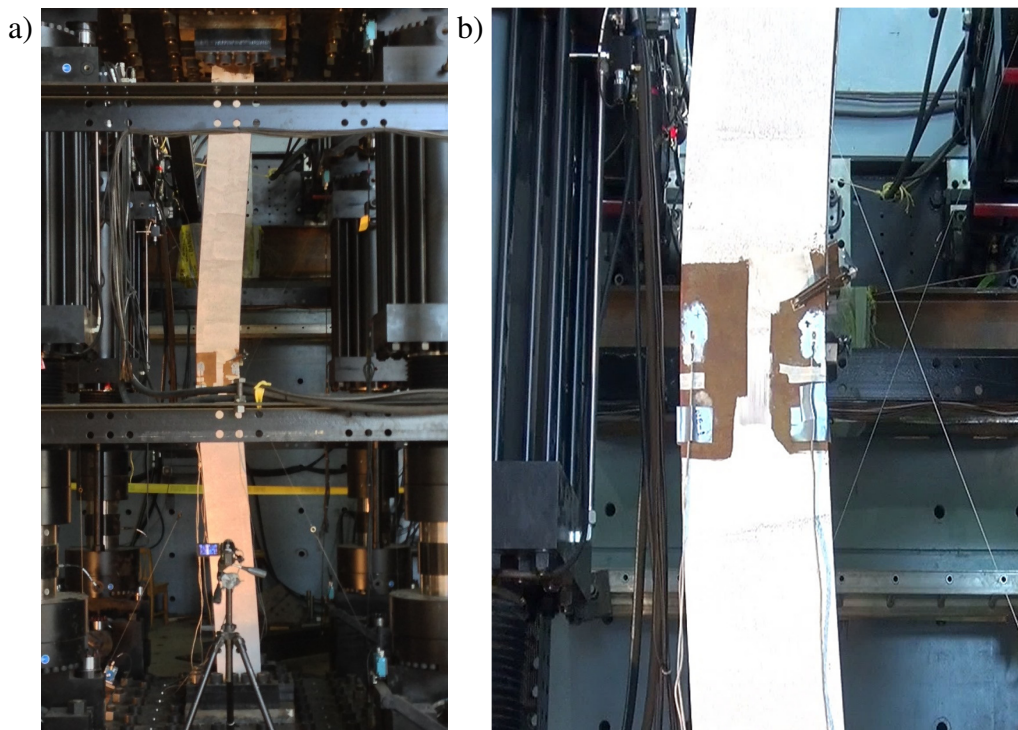


Figure 5-1: Photos de la déformée de la colonne après le flambement durant l'essai 1 (direction Est vers la gauche) : a) vue d'ensemble ; b) à mi-hauteur du spécimen.

À la suite de l'essai expérimental, on a procédé à un traitement des données afin de présenter les résultats. De plus, les sous-sections 5.1.2 et 5.1.3 expliquent quelques correctifs qui ont été appliqués aux mesures expérimentales dans le but d'obtenir la meilleure comparaison possible avec les modèles numériques. La figure 5-2 présente les principaux résultats de l'essai.

À noter que le matériau des trois modélisations est uniquement basé sur les essais de traction réalisés sur des échantillons du même acier. Pour chaque modèle, on a utilisé les paramètres obtenus d'une calibration pour un chargement monotone. Ces paramètres proviennent du travail présenté au chapitre 4.

La figure 5-2a présente l'hystérésis de la force axiale et du déplacement vertical obtenue pendant l'essai. On observe que la rigidité axiale initiale des modèles numériques est identique à celle du spécimen. Par contre, la charge de flambement prédite par les modèles est toujours plus faible que celle mesurée durant l'essai. Dans l'essai, le flambement s'est produit à un déplacement vertical de 9,15 mm lorsque la charge axiale a atteint 5351 kN. Comme expliqué aux sections 5.1.2 et 5.1.3,

ces deux valeurs ont été respectivement corrigées pour la déformation du système de chargement et le frottement présent dans le système. Pour ce spécimen, on prédisait avec les trois modélisations une charge de flambement moyenne de 5064 kN (5057 kN pour le modèle *OpenSees* – *Steel02*, 5052 kN pour le modèle *OpenSees* – *Steel4* et 5083 kN pour le modèle *Abaqus*) à un même déplacement vertical de 9,03 mm. Les modélisations prédisent donc bien le déplacement au moment du flambement de la colonne (moins de 2% de différence). L'erreur relative sur la charge de flambement est de 5,6%, ce qui est tout de même jugé acceptable compte tenu des différents facteurs pouvant affecter cette valeur. Dans la zone post-flambement, les résultats analytiques prédisent bien le comportement obtenu lors de l'essai. On constate toutefois une rigidité supérieure pour la modélisation avec le logiciel *Abaqus* comparativement au modèle utilisant le matériau *Steel4* du logiciel *OpenSees*. On observe également que la dégradation de la résistance axiale du modèle *OpenSees* – *Steel02* dans la zone post-flambement est différente des deux autres modélisations numériques dont le comportement est similaire à celui de l'essai. Toutefois, c'est la forme de la courbe *Steel4* qui correspond le mieux à celle de l'essai car ces deux courbes présentent un décalage similaire. Contrairement aux deux autres modèles numériques, le matériau *Steel4* permet de définir un plateau plastique, ce qui peut influencer le comportement lors du flambement.

À la section 3.5.3.3, l'effet des contraintes résiduelles sur la charge de flambement avait été étudié et l'on avait conclu que le profil des contraintes résiduelles avait peu d'influence sur la charge axiale de flambement pour l'élancement du poteau étudié ($KL/r_y = 30,5$, avec $K = 0,5$). La différence qui est observable sur la charge de flambement entre les modélisations et l'essai doit en partie provenir du profil des défauts de rectitude dont les mesures ont été présentées à la section 3.2.3.2. Les mesures prises avec la station totale *TCR-407* utilisée pour les mesures ont un écart-type de 3 mm pour 64% des mesures pour une distribution normale. L'amplitude des défauts de rectitude est de l'ordre du millimètre et, par conséquent, on anticipe une incertitude concernant le profil des défauts de rectitude.

Sur la figure 5-2a, on note que la résistance à la compression de la section calculée avec l'équation de la norme CSA S16 et $F_y = 400$ MPa (4858 kN) est inférieure à la résistance expérimentale et les valeurs prédites par les modèles. Cette valeur plus faible peut être attribuée en partie à des défauts de rectitude différents et un profil de contraintes résiduelles plus sévère. Les défauts de rectitude mesurés sur le poteau de l'essai 1 (voir la sous-section 3.2.3.2) ont une amplitude inférieure à la

tolérance permise dans la norme CSA S16 qui correspond à $h/1000$ où h est la hauteur totale du poteau.

Les déformations mesurées à partir des jauges sont présentées à la figure 5-2b. Pour rappel, 8 jauges étaient installées à mi-hauteur du spécimen mais uniquement les 4 jauges situées sur les parois extérieures fonctionnaient au moment de l'essai. En régime post-flambement, on observe qu'il y a probablement eu un problème avec la jauge J-NE-E puisque les déformations étaient censées être similaires à celles de la jauge J-SE-E située au même endroit sur l'autre semelle. Pour les autres jauges, la lecture a donné des résultats adéquats. Les extrémités des semelles du côté Ouest (J-NO-E et J-SO-E) ont mesuré des déformations semblables ainsi que pour le côté Est (J-NE-E et J-SE-E) sur la plage valide de la jauge défectueuse. Les déformations indiquent que le déplacement latéral au centre de la colonne s'est produit vers l'Est car les jauges sur le côté Ouest ont subi davantage de compression comparativement à celles sur le côté Est.

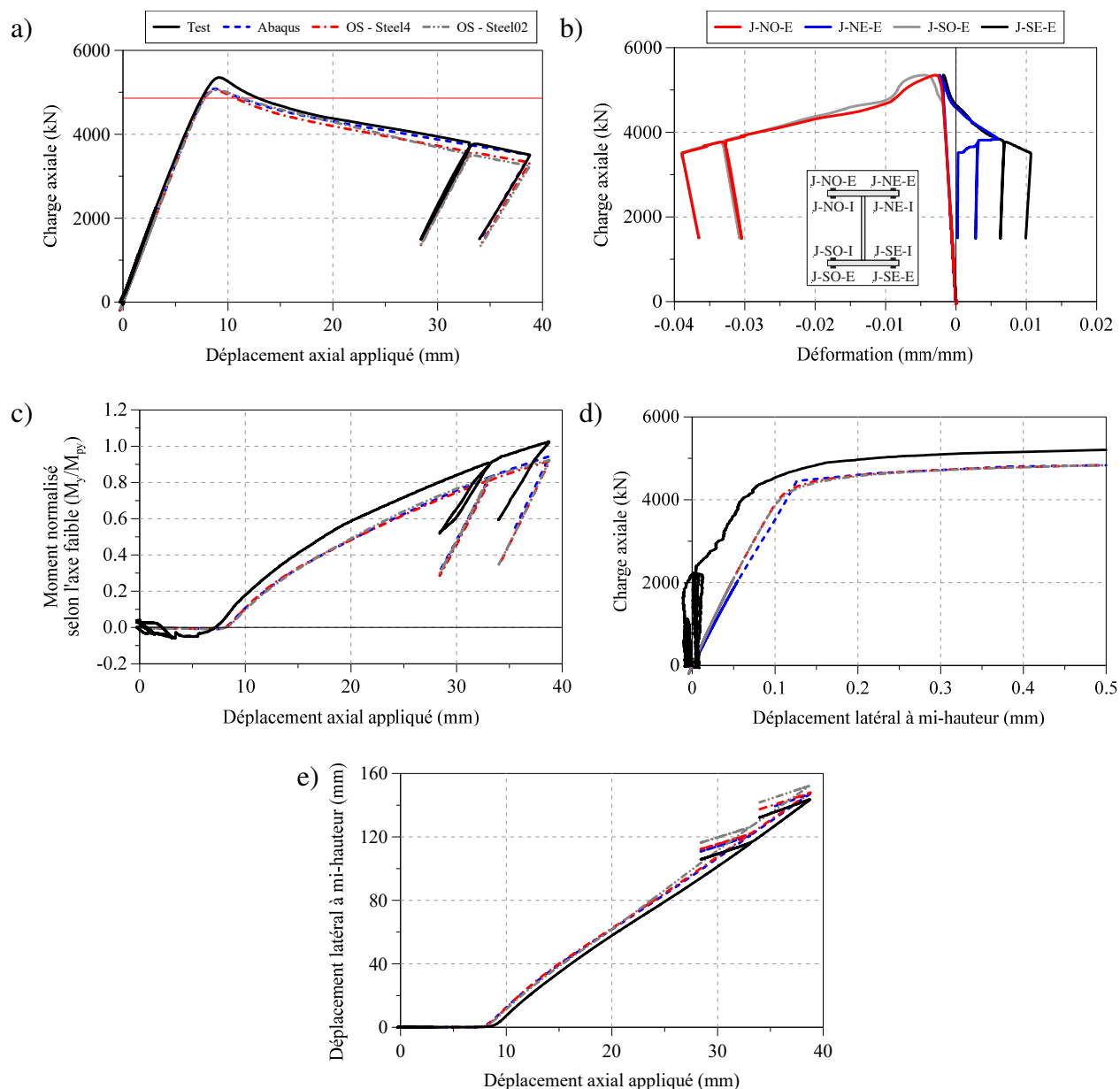


Figure 5-2: Résultats de l'essai 1 : a) charge axiale ; b) déformations à mi-hauteur ; c) moment fléchissant dans l'axe faible au sommet ; d) charge axiale en fonction du déplacement latéral à mi-hauteur inférieur à 0,5 mm ; e) déplacement latéral à mi-hauteur spécimen.

Le moment fléchissant au sommet du poteau selon l'axe faible de la section obtenu du système de chargement est présenté à la figure 5-2c. On observe une bonne similarité entre la courbe expérimentale et les différentes modélisations. On observe également une faible variation du moment de flexion expérimental à un déplacement vertical inférieur à 10 mm. Cette variation est

attribuée à l'effet des défauts de rectitude comme le montre la figure 5-2d. En analysant les résultats, le moment obtenu au laboratoire atteint le moment plastique de la section M_{py} , ce qui est légèrement supérieur au moment prédit par les analyses qui est près de 92% de M_{py} . On note un décalage entre le moment mesuré par rapport au moment prédit par les modèles numériques sur la figure 5-2c, ce qui suggère qu'il y avait du frottement dans le système de chargement. Globalement, le comportement obtenu est bien simulé par les modèles d'éléments finis. À noter que le moment à la base de la colonne n'est pas présenté puisque le protocole de chargement était symétrique.

La figure 5-2e présente le déplacement latéral à mi-hauteur de la colonne. La réponse obtenue du laboratoire est bien reproduite par les modèles numériques. La différence entre les courbes provient en partie de l'estimation du profil des défauts de rectitude. L'augmentation du déplacement latéral aurait été retardée avec une plus faible amplitude des défauts de rectitude. Le déplacement latéral commence à augmenter à un déplacement vertical de 8,0 mm dans les modélisations et à 8,7 mm dans l'essai. L'amplitude maximale atteinte par les modèles *Abaqus* et *Steel4* (147 mm) est identique tandis qu'elle est légèrement supérieure pour *Steel02* (153 mm). Finalement, ces valeurs de déplacement sont proches de ce qui a été mesuré au laboratoire. On note que le déplacement latéral à mi-hauteur du poteau dans les modèles numériques s'est manifesté dans le sens contraire à l'essai. Toutefois, dans le but de faciliter la comparaison, les résultats ont été inversés. Cette différence confirme l'incertitude quant à la précision des défauts de rectitude.

On compare les déformations obtenues des différentes modélisations et celles obtenues des jauges lors de l'expérimentation à la figure 5-3. Les déformations ont été obtenues à 20 mm de l'extrémité des semelles. Ces valeurs sont comparées aux lectures des jauges moyennes qui ont été mesurées sur chacun de ces deux côtés. Les lectures de la jauge défectueuse J-NE-E n'ont pas été considérées dans ces résultats.

Dans la figure 5-3a, le modèle utilisant le matériau *Steel02* donne des déformations plus élevées que celles obtenues des autres modélisations et de la courbe expérimentale à la suite du flambement. La formulation du matériau *Steel02* est simplifiée comparativement à celle du matériau *Steel4* et du matériau du logiciel *Abaqus*, ce qui peut expliquer la différence. Le matériau *Steel4* présente davantage de déformations que le modèle *Abaqus* mais ces deux courbes s'approchent malgré tout de la courbe expérimentale. Les mêmes conclusions sont applicables aux résultats de la figure 5-3b. Les déformations obtenues des logiciels *Abaqus* et du modèle *Steel4*

sont cependant plus proches des mesures expérimentales. Pour le modèle *Abaqus*, les déformations sont même plus faibles que celles de l'essai. Le profil des défauts de rectitude peut être la cause de ces différences.

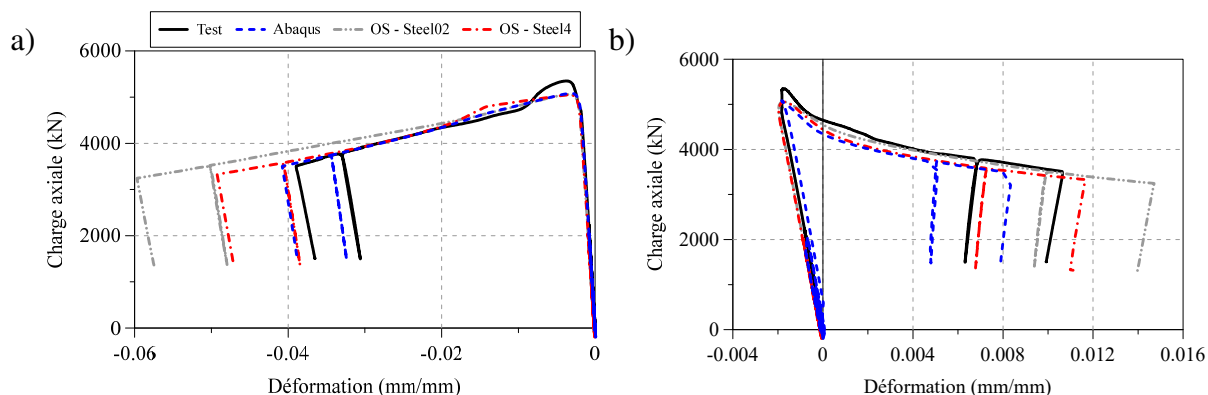


Figure 5-3: Déformations dans les extrémités des semelles de l'essai 1 : a) côté en compression (est) ; b) côté en tension (Ouest).

Les résultats de cet essai montrent qu'il est possible de prédire le comportement d'un essai monotone à l'aide de différentes modélisations. Les analyses montrent toutefois qu'il est important de choisir un matériau adéquat afin d'obtenir une bonne prédiction. Bien que la charge de flambement avec le matériau *Steel02* soit identique à celles des autres modélisations, ce matériau donne de plus grandes déformations et prédit un comportement différent dans la zone post-flambement.

5.1.1 Effet combiné de l'effort axial et du moment de flexion

La résistance d'une section soumise à un effort axial et un moment fléchissant combinés est un élément important dans l'évaluation de la résistance des colonnes. Dans cette section, on valide les équations d'interaction C-M des normes d'acier du Canada (CSA S16-14) et des États-Unis (ANSI/AISC, 2010) en comparant la résistance offerte par la section au sommet du poteau de l'essai 1 en régime post-flambement, lorsque la colonne supporte un effort de compression et un moment de flexion autour de l'axe faible. La figure 5-4 présente la combinaison de l'effort axial et du moment fléchissant au sommet de la colonne.

Dans la revue de la littérature, les équations d'interactions du code canadien ont été présentées et expliquées. Pour la colonne étudiée, les résistances à la compression et la flexion selon la clause CSA S16 13.8.2a sont respectivement $C_y = 5241$ kN et $M_{py} = 266$ kN·m. Ces résistances sont calculées avec les dimensions mesurées de la section, les valeurs mesurées de F_y et $\phi = 1.0$. Le moment réel agissant au sommet de la colonne est obtenu directement du système de contrôle du système de chargement. Dans ce cas, le facteur $U_{1y} = 1,0$ et le paramètre $\beta = 0,6$.

Du côté de la norme américaine, une seule équation a été établie pour vérifier la résistance d'un poteau sous l'effet combiné de l'effort de compression et le moment de flexion. La théorie derrière l'équation s'appuie sur les grandes lignes de celle du code canadien mais l'équation est exprimée sous une forme différente. Le facteur amplifiant les moments est B_1 et est posé égal à 1,0 tout comme pour le facteur U_{1y} de la norme canadienne. Les équations (5-1) à (5-2) présentent l'équation de la résistance de la section de la norme américaine.

Lorsque $P_r/P_c \geq 0,2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{B_{1x} M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{B_{1y} M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (5-1)$$

Lorsque $P_r/P_c < 0,2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{B_{1x} M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{B_{1y} M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (5-2)$$

où P_r est l'effort axial, P_c est la résistance à la compression de la section (identique à la clause 13.8.2a), M_r est le moment fléchissant et M_{cx} est la résistance au moment fléchissant ($= M_{py}$).

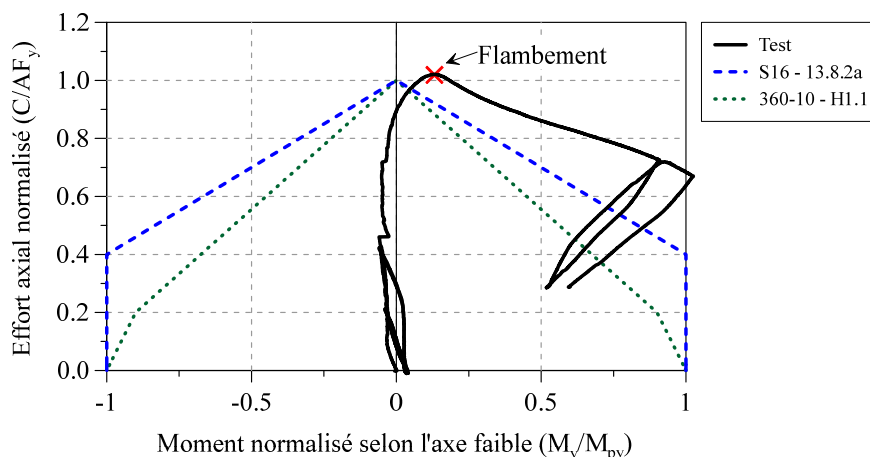


Figure 5-4: Courbe de résistance des codes canadien et américain de l'essai 1.

Dans la figure 5-4, on observe en premier lieu que la résistance mesurée de la section de la colonne est plus élevée que celles prédites par les normes canadienne et américaine. La charge axiale au flambement est légèrement supérieure à la résistance axiale plastique prévue de la colonne (AF_y). Au moment du flambement, la colonne est aussi en mesure de reprendre un moment fléchissant égal à $0,13M_{py}$. Dans le régime post-flambement, la résistance axiale de la colonne réduit graduellement lorsque le moment augmente dû à la déformation latérale de la colonne, comportement qui est prédit par les deux normes. On note que la norme AISC 360-10 est plus conservatrice que la norme canadienne et que cette dernière reproduit mieux la résistance de la section.

5.1.2 Détermination du déplacement relatif de la colonne

Lors de l'essai 1, les déplacements appliqués au sommet de la colonne étaient mesurés par les capteurs de déplacement intégrés dans les vérins. Les mesures comprenaient cependant les déplacements résultant des déformations axiales des vérins, des déformations du plateau de chargement et des déformations de la dalle d'essais et des murs de réaction. Il était donc requis de déterminer les déplacements relatifs entre les deux extrémités de la colonne pour mieux comparer les résultats des essais avec les résultats des modèles numériques. Le système de chargement comprend un système de capteurs de déplacement supplémentaires pour mesurer le déplacement relatif entre les deux extrémités des spécimens de colonnes. Pour l'essai 1, ce système relatif était

fonctionnel mais les mesures étaient réalisées au droit des vérins et ne permettaient pas d'obtenir le déplacement relatif entre les extrémités de la colonne.

Pour déterminer le déplacement relatif recherché, on a calculé la rigidité de l'ensemble à partir des lectures du système relatif lors de l'essai 4 qui est présenté plus loin. Dans cet essai, on a appliqué une charge axiale de 4112 kN au début de l'essai, ce qui a permis de déterminer la relation entre la charge axiale et la rigidité axiale du système de chargement (figure 5-5a). Cette rigidité est obtenue de la différence entre le déplacement mesuré des vérins et le déplacement relatif mesuré par le système de mesures relatif. Par la suite, on soustrait le déplacement du système de chargement au déplacement absolu de la colonne. Pour une charge axiale inférieure à 750 kN, la rigidité verticale très élevée est due au frottement qui s'oppose au déplacement vertical du plateau supérieur. Cette portion de la courbe a été négligée dans les calculs.

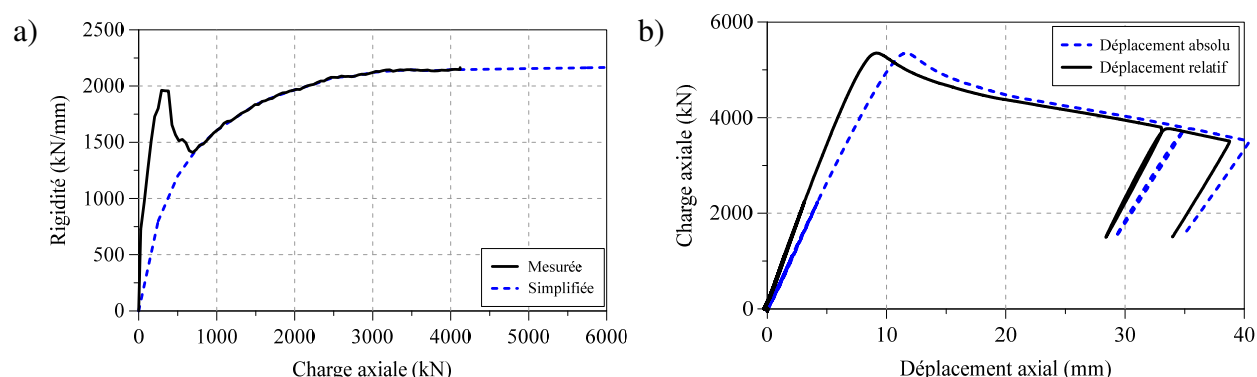


Figure 5-5: Déplacements absolu et relatif : a) rigidité du système de chargement ; b) hystérésis de l'essai 1.

On présente les résultats à la figure 5-5b. Les déplacements relatif et absolu au niveau de la charge de flambement sont respectivement de 9,15 mm et de 11,6 mm. Un total de 2,45 mm est redistribué dans le système. La rigidité axiale calculée lors du déchargement et rechargement est modifiée et ce sont les courbes expérimentales modifiées qui sont présentées à la figure 5-2. On note que cette correction n'affecte que les déplacements et que les efforts mesurés ne sont pas modifiés.

5.1.3 Correction pour le frottement du système de chargement

Au chapitre 3, le frottement dans le système de chargement a été évoqué à plusieurs reprises et on s'y attarde davantage dans cette section. Dans le système de chargement, l'amplitude du frottement

varie en fonction de la charge axiale appliquée. Ce frottement se produit dans les rotules des vérins et s'oppose à la rotation des rotules et, par conséquent, crée des forces supplémentaires qui sont enregistrées par les cellules de charges des vérins. Des essais ont été réalisés par mes collègues Ali Imanpour (Imanpour, 2015) et Guillaume Toutant (Toutant, 2016) sur le poteau de l'essai 1 en faisant varier la charge axiale de -2500 kN à 2500 kN par intervalle de 500 kN. Pour ce niveau de chargement, aucune déformation inélastique n'est induite dans la colonne. Pour chaque intervalle d'effort, la force provenant de la colonne a pu être estimée à partir de la rigidité axiale du spécimen pour ensuite être soustraite des mesures. La portion restante de la force correspondait à l'effet du frottement sur la charge axiale qui était appliquée à la colonne et provenant des rotules des vérins horizontaux. La figure 5-6a présente la force de frottement calculée. On observe que l'effet du frottement est asymétrique et qu'il est plus prononcé pour un effort de traction. On peut également relier ces résultats à l'observation faite à la figure 5-5a quant à la grande rigidité du frottement dans le système de chargement sous une charge axiale de 750 kN.

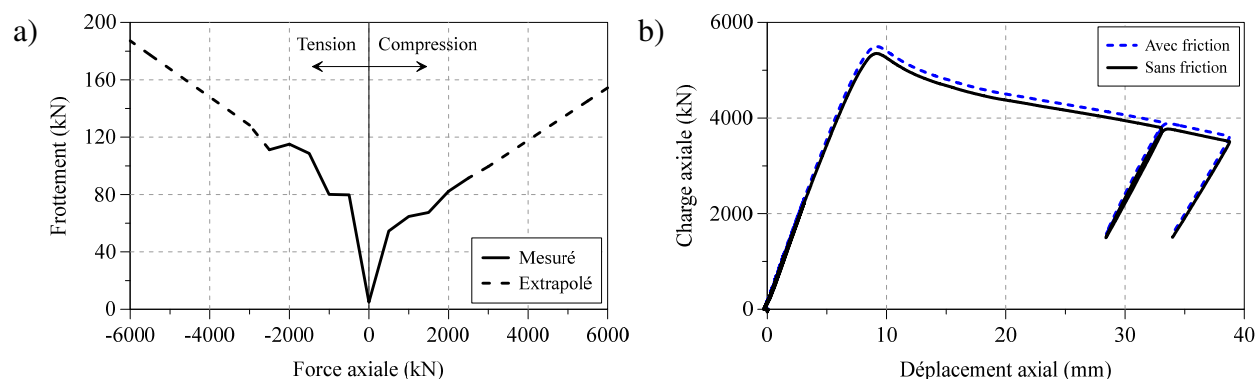


Figure 5-6: Correction pour le frottement : a) frottement vertical ; b) courbe charge-déformation axiale de l'essai 1.

La figure 5-6b présente la courbe charge-déformation axiale de l'essai 1 lorsque le frottement est retiré de la charge axiale et le déplacement relatif est utilisé. La charge de flambement est réduite de 145 kN (-2,6%). La charge de flambement passe alors de la valeur de 5496 kN qui a été mesurée à la valeur de 5351 kN mentionnée précédemment. En appliquant les correctifs, la résistance obtenue de l'essai s'approche de la prédiction des modèles numériques. La charge de flambement expérimentale de 5496 kN excède la plage de charges axiales sur lesquelles l'essai de frottement a été réalisé et, par conséquent, l'effet du frottement a été extrapolé. Bien qu'une incertitude demeure

sur la force de frottement, on croit qu'elle ne peut pas être suffisamment importante pour faire en sorte que la charge de flambement réduise jusqu'à celle obtenue des modélisations.

5.2 Résultats de l'essai 2

L'essai 2 était comparable à l'essai 1 sauf que les rotations étaient libres de se produire autour de l'axe fort et de l'axe faible au sommet de la colonne. La torsion du plateau supérieure était bloquée durant tout l'essai. Le protocole de déplacement a été modifié afin de tenir compte de ces conditions d'appuis. En effet, durant l'essai 2, les rotations du plateau autour de l'axe fort et de l'axe faible devaient s'ajuster continuellement afin que les moments de flexion au sommet soient nuls en tout temps autour de ces deux axes. Durant l'essai, le flambement s'est produit autour de l'axe faible, dans la direction Ouest, à une charge de 5345 kN après correction pour le frottement. Cette charge de flambement est supérieure de celle qui était anticipée pour cet essai. En effet, la longueur effective est égale à 0,5 pour un poteau doublement encasté et 0,7 pour un poteau encasté-articulé. Pour l'essai 2, on anticipait donc une charge de flambement inférieure à celle qui a été obtenue de l'essai 1. Par contre, la charge de flambement obtenue (5345 kN) est comparable à la charge de flambement de 5351 kN pour le premier essai.

Dans la figure 5-7, on compare les courbes charge-déformation axiale obtenues de l'essai 2 aux prédictions des deux modèles *OpenSees*. Pour cette colonne, la charge de flambement des modélisations est de 4893 kN, ce qui est plus faible que celle obtenue en laboratoire. On fait la même constatation pour le déplacement vertical au moment du flambement qui est plus faible dans les modélisations : 8,6 mm contre 9,3 mm. Pour ce protocole de chargement, les deux modélisations simulent bien le comportement post-flambement. On note toutefois une dégradation légèrement plus prononcée de la résistance axiale durant l'essai.

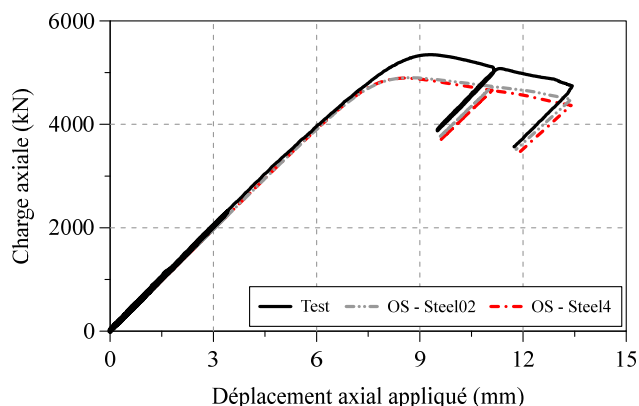


Figure 5-7: Hystérésis expérimentale et simulée de l'essai 2.

À noter que le logiciel *Abaqus* n'a pas été utilisé pour cet essai puisqu'un ressort en rotation a été requis au sommet afin de mieux reproduire le comportement obtenu en laboratoire et qu'il n'était pas possible d'obtenir un comportement comparable à celui du logiciel *OpenSees* avec un élément ressort dans le modèle *Abaqus*. On discute de ce ressort à la section 5.2.1.

À la figure 5-8, on présente la rotation au sommet du poteau autour de l'axe faible et le déplacement latéral près de la mi-hauteur de la colonne qui ont été mesurés durant l'essai. La rotation est positive lorsque l'extrémité Ouest du plateau supérieur monte. À la figure 5-8a et b, on présente les résultats de l'essai et ceux des modèles *OpenSees* avec le ressort en rotation au sommet de la colonne. On constate que les rotations au sommet sont très faibles. Pour comparaison, la rotation maximale selon l'axe faible d'une modélisation sans ressort en rotation au sommet est de 0,05 rad, soit près de 5 fois supérieures à celle obtenue en laboratoire et d'une modélisation avec un ressort en rotation au sommet. Sur la figure 5-8b, on note que les modèles *OpenSees* prédisent bien les déplacements latéraux mais qu'ils sont toujours surestimés avec le ressort en rotation ajusté pour bien prédire la rotation au sommet.

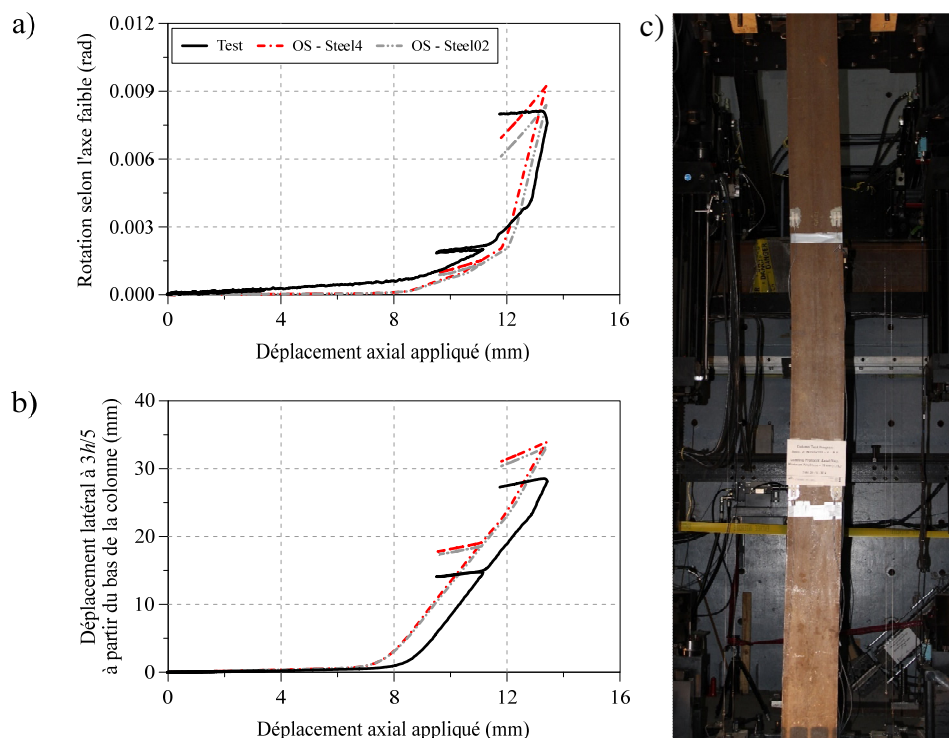


Figure 5-8: Déformation de la colonne autour de l'axe faible durant l'essai 2 : a) rotation au sommet de la colonne ; b) déplacement latéral à $3h/5$ à partir du bas de la colonne ; c) photo de la déformée maximale de la colonne après le flambement (direction Ouest vers la droite).

Dans la figure 5-8c, la déformée se rapproche davantage à celle d'un poteau doublement encastéré (voir l'essai 1) plutôt que celle d'un poteau encasturé-articulé. Le déplacement latéral maximal s'est aussi produit entre les jauges situées à $h/3$ et $2h/3$, ce qui est près du centre. Comme mentionné plus haut, la longueur effective théorique du poteau est de 0,7, ce qui implique que le déplacement maximal devait se produire à une hauteur plus près de $7h/10$ à partir du bas de la colonne. Tout comme pour l'essai 1, aucun voilement local n'a été observé durant l'essai 2.

Les déformations mesurées par les jauges aux tiers et deux tiers de la hauteur de la colonne sont présentées à la figure 5-9. Pour les deux emplacements, les résultats ne révèlent pas de grandes déformations inélastiques. En effet, le régime inélastique débute à une déformation de 0,002 mm/mm et un maximum de 0,006 mm/mm a été atteint en compression. Les lectures des jauges à $h/3$ sont plus élevées qu'à $2h/3$. Le matériau a toutefois subi les plus grandes déformations près du centre de la colonne comme le montre la figure 5-8c. Contrairement à l'essai 1, les déformations

de toutes les jauges demeurent en compression durant l'essai, malgré qu'il y ait eu renversement des déformations aux coins NO et SO après le flambement. On observe également que les déformations mesurées par la jauge J-SE-E excèdent celles des autres jauges dans les deux ensembles de jauges. Toutefois, même en considérant cette jauge, les déformations du poteau demeurent très faibles.

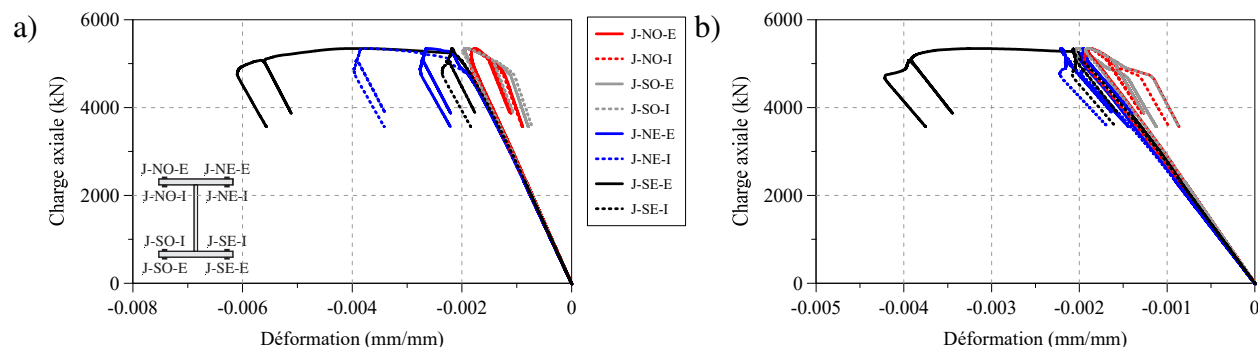


Figure 5-9: Déformations mesurées par les jauges de l'essai 2 : a) à $h/3$; b) à $2h/3$.

Dans la figure 5-10, on compare les déformations obtenues des simulations *OpenSees* à celles qui ont été mesurées lors de l'essai. La comparaison est effectuée pour les côtés Est et Ouest de la colonne et à des hauteurs égales à $h/3$ et $2h/3$. Tout comme pour le premier essai, on présente la déformation expérimentale moyenne provenant des jauges d'un même côté. La jauge J-SE-E a été utilisée dans les calculs même si de plus grandes déformations ont été observées dans la figure 5-9b. Les résultats numériques sont obtenus des modèles avec le ressort en rotation au sommet. Pour les deux côtés et deux hauteurs à l'étude, les résultats des deux modélisations sont semblables aux mesures expérimentales. Les déformations maximales des modèles numériques du côté Ouest ont des amplitudes plus faibles que les valeurs expérimentales parce que la charge de flambement expérimentale est plus élevée. En régime post-flambement, les déformations prédites et mesurées du côté Ouest et à $2h/3$ du côté Est sont très semblables. À une hauteur $h/3$, la colonne était plus comprimée au laboratoire que dans les simulations après le flambement.

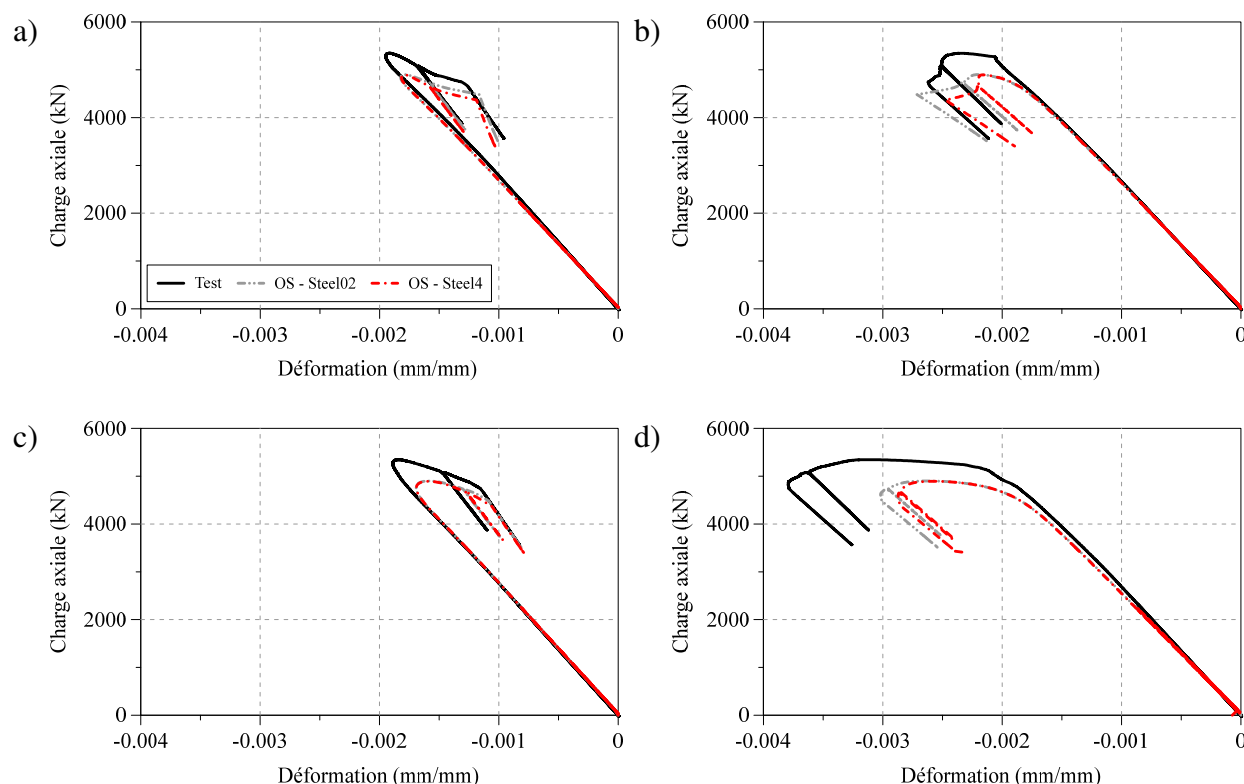


Figure 5-10: Déformations dans les extrémités des semelles de l'essai 2 : a) côté Ouest à $2h/3$; b) côté Est à $2h/3$; c) côté Ouest à $h/3$; d) côté Est à $h/3$.

Dans cet essai, le frottement engendré dans les rotules des vérins a été suffisamment élevé pour restreindre dans une certaine mesure la rotation au sommet de la colonne. Bien que la colonne ne se soit pas comportée comme prévu par la théorie en raison de cette restriction, il a été possible d'adapter les modélisations pour bien reproduire le comportement observé dans l'essai expérimental.

5.2.1 Modification de la condition d'appui au sommet de la colonne

Pour cet essai, on a mentionné qu'un ressort en rotation avait été ajouté aux modélisations dans le but de reproduire l'effet du frottement présent dans le système de chargement sur la rotation au sommet de la colonne. La déformée latérale de la colonne engendre des rotations au sommet mais celles-ci sont réduites par le frottement dans les rotules des vérins verticaux et horizontaux. À la suite de l'essai, on a appliqué des rotations au sommet de la colonne afin de caractériser l'hystérésis produite par le frottement. La figure 5-11a montre le moment autour de l'axe faible au sommet de

la colonne dû au frottement en fonction de la rotation appliquée. Le moment a été obtenu en soustrayant le moment de la colonne de l'hystérésis moment-rotation mesurée au sommet de la colonne à la suite de l'essai. Au-delà d'une rotation de 0,004 rad., tout le frottement a été combattu et le moment est constant au sommet de la colonne. Comme montré, le moment maximum dû au frottement est de 84 kN·m soit $0,32M_{py}$. Cette courbe présente plusieurs paliers et un changement de pente signifie qu'une ou des rotules des vérins ont été activées. Dans la figure 5-11, la ligne pointillée est celle produite par le ressort en rotation à comportement multi-linéaire qui a été utilisé autour de l'axe faible au sommet du poteau. Les propriétés de ce ressort ont été ajustées afin d'obtenir une meilleure réponse avec les modélisations, ce qui a donné un décalage de 7,9 kN·m dans la courbe moment-rotation au sommet. Lors de l'essai, il n'était pas possible de déterminer le début du frottement et le décalage a été nécessaire pour bien reproduire le comportement observé.

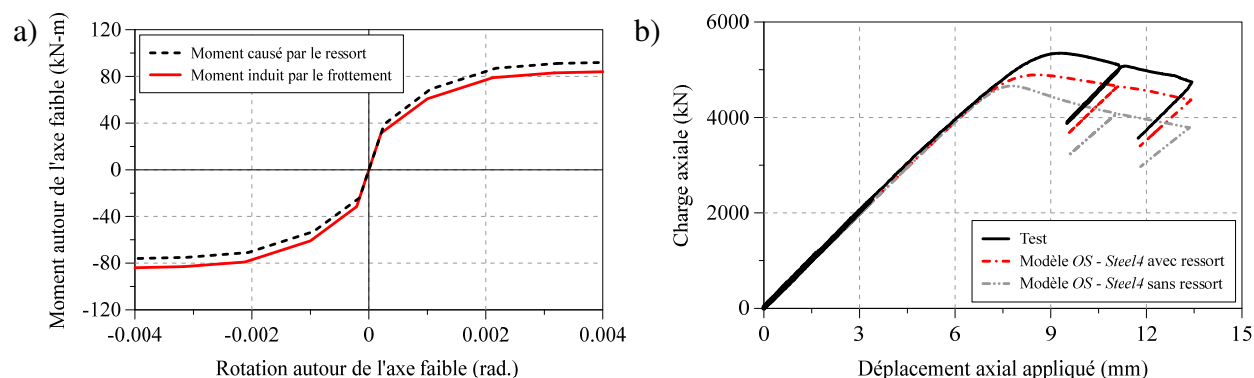


Figure 5-11: Effet du frottement sur la rotation autour de l'axe faible au sommet de la colonne de l'essai 2 : a) moment induit par le frottement et le ressort ; b) comparaison de la relation charge-déplacement vertical mesurée à celles des modélisations avec et sans le ressort en rotation.

La figure 5-11b présente l'effet du ressort en rotation sur la relation charge-déplacement vertical de la colonne. Dans la figure, on ne montre la comparaison que pour le modèle avec le matériau *Steel4* puisque le comportement est similaire avec le matériau *Steel02*. On observe que la charge de flambement augmente lorsque le ressort en rotation est inclus dans le modèle. Toutefois, le modèle sans le ressort en rotation permet de mieux reproduire la dégradation de la résistance axiale mesurée dans l'essai en régime post-flambement. Par contre, le ressort en rotation a permis de reproduire la rotation observée au sommet du poteau (figure 5-8a). Dans le modèle, une seule série de paramètres a été utilisée pour les propriétés du ressort, sans égard à la charge axiale appliquée

car l'influence de la charge axiale sur le moment due au frottement n'a pas été déterminée. Toutefois, en dépit de cette limitation, on croit que le comportement des modèles numériques avec ce ressort est amélioré et plus proche de celui observé en laboratoire.

5.3 Résultats de l'essai 3

À la suite des deux premiers essais sous un chargement monotone, on a effectué les essais 3 et 4 qui étaient sollicités différemment. Dans l'essai 3, on a appliqué une charge axiale égale à $0,9C_{ny}$ qui a été maintenue constante pendant tout l'essai. On a ensuite imposé un déplacement horizontal de 100 mm vers le Nord selon l'axe fort de la section, qui a aussi été maintenu durant tout l'essai, suivi d'un protocole cyclique de rotation appliqué au sommet autour de l'axe fort jusqu'à l'obtention d'une instabilité (voir la figure 3-18b). La rotation est positive lorsque l'extrémité Nord du plateau monte. Cette sollicitation avait pour but de simuler l'effet d'un séisme appliqué à un poteau typique d'un contreventement. Au sommet, les rotations autour de l'axe faible et en torsion étaient bloquées. Lors de l'essai 3, le flambement s'est produit en flexion-torsion à une rotation de 0 rad. dans le demi-cycle à une amplitude de $\pm 0,03$ rad.

Pour reproduire le comportement de la colonne dans cet essai, on a uniquement utilisé le logiciel par éléments finis *Abaqus* car le logiciel permet de prédire le flambement par flexion-torsion qui a été observé dans l'essai. Le logiciel *OpenSees* permet de reproduire le flambement en flexion mais ne peut prédire le flambement en flexion-torsion.

On présente, à la figure 5-12, les déformées obtenues dans l'essai au moment du flambement. La déformée selon l'axe fort est illustrée à la figure 5-12a et celle selon l'axe faible est montrée à la figure 5-12b. Comme mentionné plus haut, le flambement s'est produit en flexion-torsion et, par conséquent, on a observé de grands déplacements latéraux dans les deux axes principaux de la colonne. La déformée prédite par le modèle *Abaqus* est aussi montrée sur la figure. Les déformées réelles et anticipées ont la même forme mais, comme discuté plus bas, les amplitudes prédites par le logiciel *Abaqus* sont plus élevées car le flambement dans l'analyse est survenu plus tôt. Lorsque l'on examine la déformée selon l'axe fort à mi-hauteur, on note que les deux semelles dans la simulation *Abaqus* ont un profil similaire tandis que les semelles se sont éloignées l'une de l'autre durant l'essai. Le modèle *Abaqus* montre un déversement plus prononcé que celui observé lors de l'essai 3. Dans le modèle numérique, on a adopté des défauts de rectitude identiques et de même

signe pour les deux semelles. En réalité, il se peut que le laminage de la section d'acier puisse avoir induit des défauts de rectitude différents dans les deux semelles.

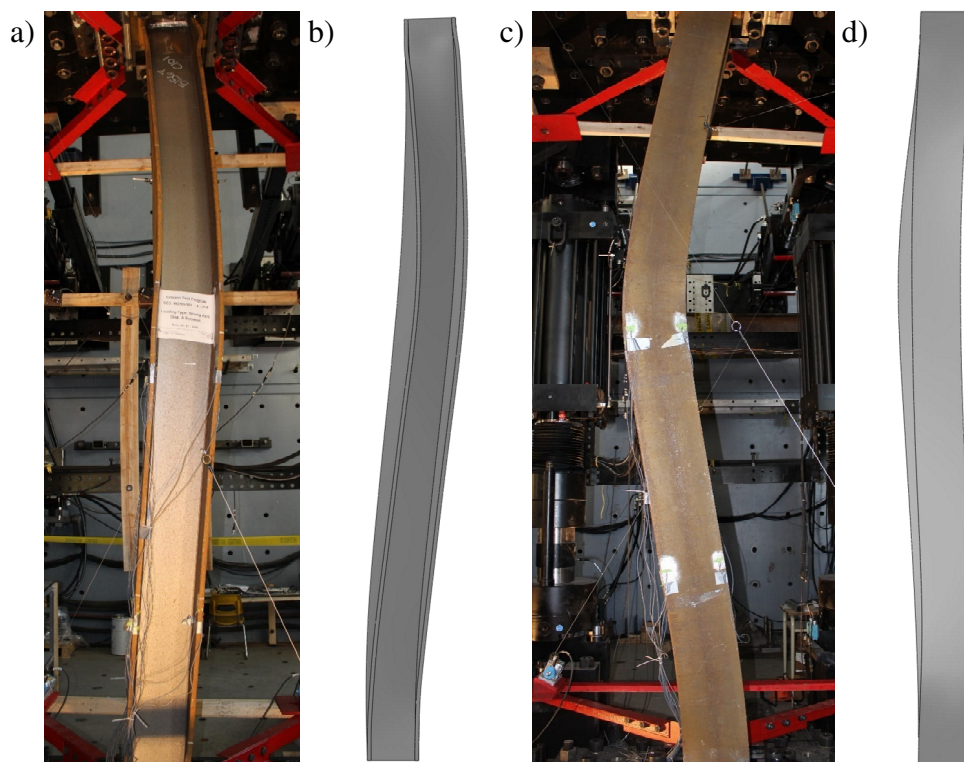


Figure 5-12: Déformée de la colonne au moment du flambement durant l'essai 3 : a) photo d'ensemble de la déformée selon l'axe fort (direction Nord vers la droite) ; b) déformée selon l'axe fort prédite par le logiciel *Abaqus* ; c) photo d'ensemble de la déformée selon l'axe faible (direction Est vers la droite) ; d) déformée selon l'axe faible prédite par le logiciel *Abaqus*.

Le comportement local de la section de la colonne est aussi pertinent que le comportement global car le voilement local est également un phénomène d'instabilité pouvant influencer la résistance de la colonne. Dans l'essai 3, on a observé le voilement local de la section aux deux extrémités ainsi qu'à mi-hauteur du poteau. Dans la figure 5-13a (sommet du poteau), le voilement s'est manifesté uniquement du côté Est, soit du côté le plus fortement comprimé suite au flambement de la colonne (autour de l'axe faible vers l'Est, avec torsion). À mi-hauteur, le voilement est observable sur le côté Ouest qui est fortement comprimé par le mode de flambement (figure 5-13b). Sur le côté Est qui est tendu à mi-hauteur, les semelles ont tendance à s'éloigner l'une de l'autre (figure 5-13c). Le voilement s'est également produit au bas de la colonne (figure 5-13d), mais

uniquement dans la semelle qui est comprimée sous l'effet de la flexion imposée autour de l'axe fort.

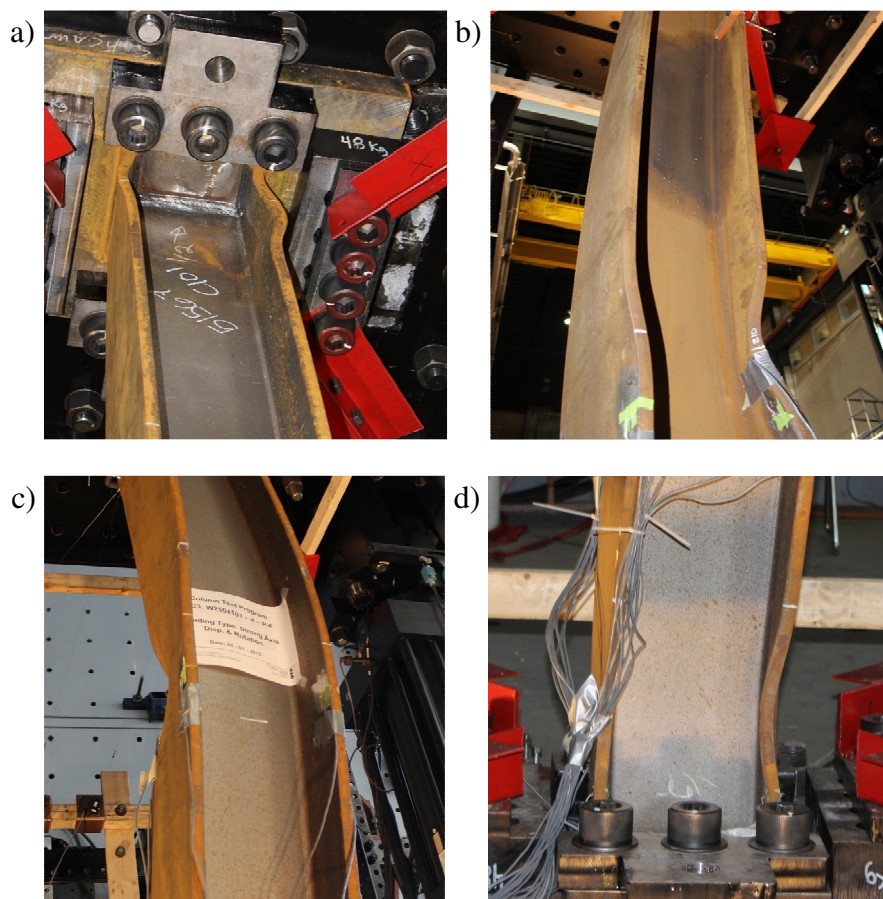


Figure 5-13: Voilement local après le flambement lors de l'essai 3 : a) sur le côté Est au sommet de la colonne ; b) à mi-hauteur sur le côté Ouest (comprimé) ; c) à mi-hauteur sur le côté Est (tendu) ; d) sur le côté est au bas de la colonne.

La figure 5-14 présente le voilement local de la colonne du modèle *Abaqus*. Le voilement s'est manifesté lors du flambement au sommet et à la base du poteau. Au sommet du poteau (figure 5-14a), le voilement est similaire à celui du poteau testé à la figure 5-13a. À la base du poteau, le voilement local se produit vers l'extérieure contrairement au poteau testé (figure 5-14b). Les parois à la mi-hauteur n'ont pas voilé car l'analyse *Abaqus* ne s'est pas poursuivie au-delà du flambement comme l'essai dans lequel on permettait un certain déplacement vertical lors du flambement. Comme mentionné à la section 4.2.1.2, les paramètres des écrouissages isotrope et cinématique

définis dans le modèle *Abaqus* proviennent d'essais cycliques réalisés sur un matériau similaire, ce qui peut avoir un impact sur les résultats.

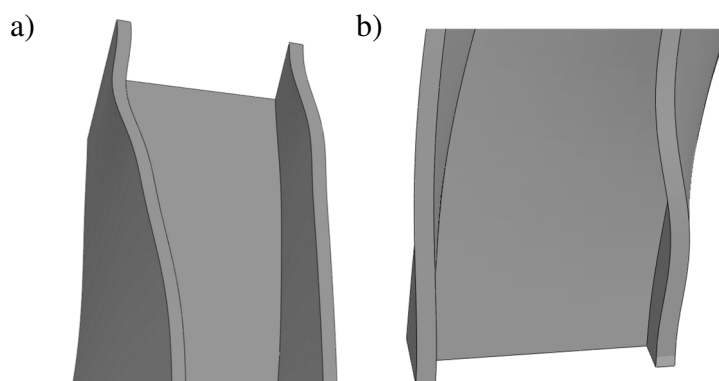


Figure 5-14: Voilement local de la colonne dans le logiciel *Abaqus* de l'essai 3 : a) au sommet du poteau ; b) à la base du poteau.

Les efforts de flexion mesurés au sommet de la colonne sont présentés à la figure 5-15. Dans cette figure, les moments ont été corrigés pour tenir compte du frottement, comme décrit à la section 5.3.2. Sur la figure 5-15, on montre les résultats pour le moment autour de l'axe fort et autour de l'axe faible de la section puisque le flambement s'est produit en flexion-torsion (flambement produit de flexion autour de l'axe faible plus torsion) sous une sollicitation autour de l'axe fort. L'hystérésis selon l'axe fort montre que la colonne testée a été en mesure de reprendre jusqu'à 38% du moment plastique M_{px} sous la charge axiale de $0,9C_{ny}$. Du côté de la modélisation, le moment de flexion prédit bien la courbe expérimentale jusqu'à la fin de l'application du déplacement latéral au sommet de 100 mm. Toutefois, durant les cycles de rotation, l'enveloppe expérimentale du moment fléchissant est plus grande. En effet, dans les excursions de 0,00 rad. à -0,01 rad. et de 0,02 rad. à -0,03 rad, l'effort de flexion est environ 7% plus élevé dans la courbe expérimentale. La section 5.3.2 explique comment on a retiré l'effet du frottement de l'essai, mais une composante de cet effet est probablement toujours présente dans la figure 5-15. Le flambement s'est produit à une rotation près de 0 rad. dans *Abaqus* et de 0,032 rad. au laboratoire. On peut noter une dégradation similaire du moment fléchissant avec la rotation dans l'essai et la simulation. Des moments de flexion autour de l'axe faible ont été engendrés dès l'application de la charge axiale au laboratoire. La forme générale du moment est toutefois très semblable avec des maximum et minimum dans le même ordre de grandeur. Juste avant le flambement, le moment de flexion a

atteint environ $0,45M_{py}$ pour le modèle *Abaqus* et environ $0,55M_{py}$ pour l'essai. Au même instant, le moment selon l'axe fort avoisinait $-0,13M_{px}$ pour la simulation et $-0,22M_{px}$ pour l'expérimentation. Les moments selon les axes fort et faible sont bien prédits par la modélisation *Abaqus* jusqu'à une rotation de $-0,03$ rad, mais les prédictions sont moins bonnes quand on s'approche du flambement.

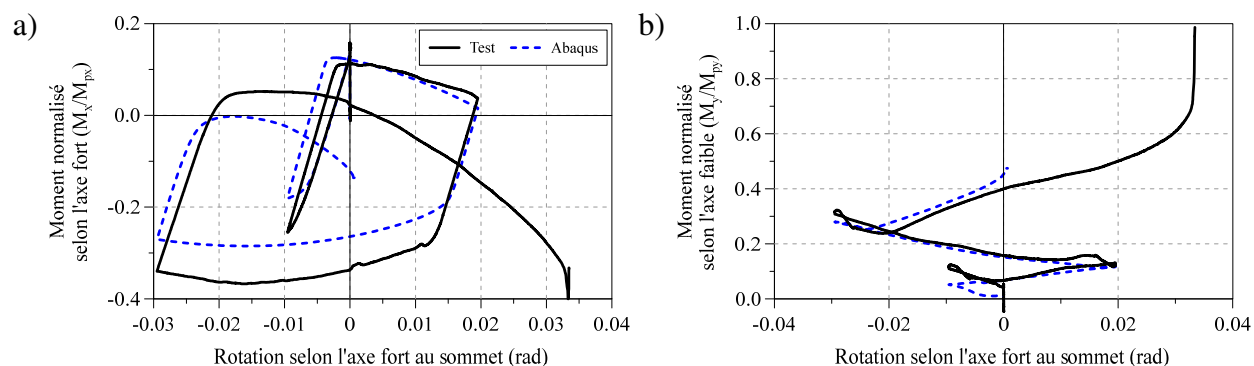


Figure 5-15: Moments fléchissant au sommet de la colonne de l'essai 3 : a) selon l'axe fort ; b) selon l'axe.

Dans cet essai, des potentiomètres à corde étaient installés à un mètre sous le sommet de la colonne afin de mesurer les déplacements horizontaux dans les deux axes principaux de la colonne. Ces déplacements sont montrés à la figure 5-16. Le déplacement selon l'axe faible de la colonne (figure 5-16a) est exprimé en fonction du moment fléchissant selon l'axe fort afin d'étudier les différentes étapes de chargement. L'application de la charge axiale ainsi que le déplacement de 100 mm selon l'axe fort sont représentés dans l'intervalle de 0 à 80 mm. Dans ces deux étapes de chargement, la prédiction des efforts de flexion est excellente. Lorsque l'on a appliqué les rotations autour de l'axe fort, les moments de flexion sont plus faibles pour la colonne testée et les déplacements sont plus prononcés dans le modèle *Abaqus*. Le déplacement latéral lorsque la colonne n'est plus en mesure de supporter la charge axiale est de 108 mm pour la simulation et de 112 mm pour l'essai.

On observe un déplacement latéral selon l'axe faible supérieur à la fin de l'application du déplacement de 100 mm selon l'axe fort au sommet. Pour le protocole de rotations, le modèle *Abaqus* donne des déplacements latéraux toujours plus grands pour le reste du protocole. L'amplitude des défauts de rectitude peut être la cause des déplacements prédits qui sont plus grands. De plus, selon la figure 5-12, le poteau de la simulation a subi un déversement plus

prononcé que l'essai. Dans la figure 5-16, les déplacements de la simulation qui sont montrés sont égaux à la moyenne des déplacements aux extrémités des semelles, ceci dans le but d'avoir la meilleure précision avec les potentiomètres à cordes.

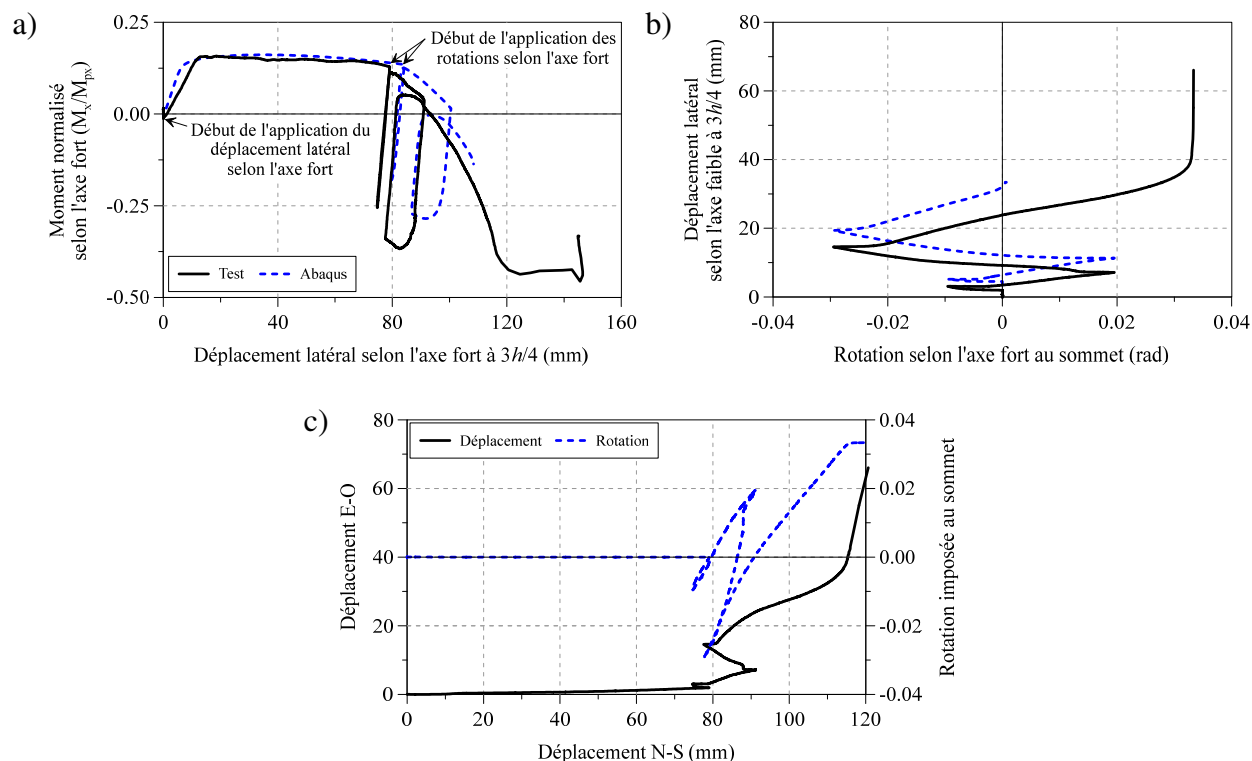


Figure 5-16: Déplacements latéraux à $3h/4$ du bas lors de l'essai 3 : a) selon l'axe fort ; b) selon l'axe faible ; c) selon les deux directions.

On a également comparé les déplacements latéraux selon les deux directions à une hauteur de $3h/4$ et les résultats sont présentés à la figure 5-16c. À la fin du déplacement de 100 mm au sommet, le déplacement N-S à $3h/4$ a atteint 80 mm et le comportement est stable, sans déplacement E-O. On voit que le déplacement E-O s'est amorcé lorsque le déplacement N-S a augmenté de 80 à 90 mm (lorsque le second demi-cycle de rotation autour de l'axe fort a été imposé au sommet), indiquant un début d'instabilité autour de l'axe faible. Le déplacement E-O s'est poursuivi quand le déplacement N-S a été réduit de 90 mm à 80 mm (lorsque la rotation a été inversée au sommet). Il semble ensuite que le flambement autour de l'axe faible se soit accéléré et qu'il se soit amorcé autour de l'axe fort lorsque la rotation a été inversée à nouveau. Lorsque le déplacement N-S a atteint 115 mm, le flambement autour de l'axe faible est devenu beaucoup plus prononcé.

Dans la figure 5-17, on présente le déplacement vertical au sommet de la colonne ainsi que la rotation en torsion de la section de la colonne à un mètre du sommet de la colonne. Cette rotation est calculée à partir des déplacements de chaque semelle en divisant la différence des déplacements des deux semelles selon l'axe faible par la profondeur de la section. En ce qui a trait au déplacement vertical (figure 5-17a), la simulation prédit bien le déplacement obtenu en laboratoire. Le modèle *Abaqus* prédit un déplacement total de 35 mm lors du flambement. Durant l'essai 3, ce déplacement était de 45 mm et donc supérieur à celui de la simulation. Dans la figure 5-17b, la rotation prédite par la simulation est plus élevée que la rotation mesurée, ce qui est cohérent avec l'observation mentionnée précédemment que le déversement était plus prononcé dans la simulation. Jusqu'à l'application de la rotation de -0,03 rad. selon l'axe fort, on observe que la forme de la courbe de rotation est semblable à celle mesurée au laboratoire. Par la suite, la rotation mesurée au laboratoire dépasse la rotation prédite par le modèle *Abaqus*.

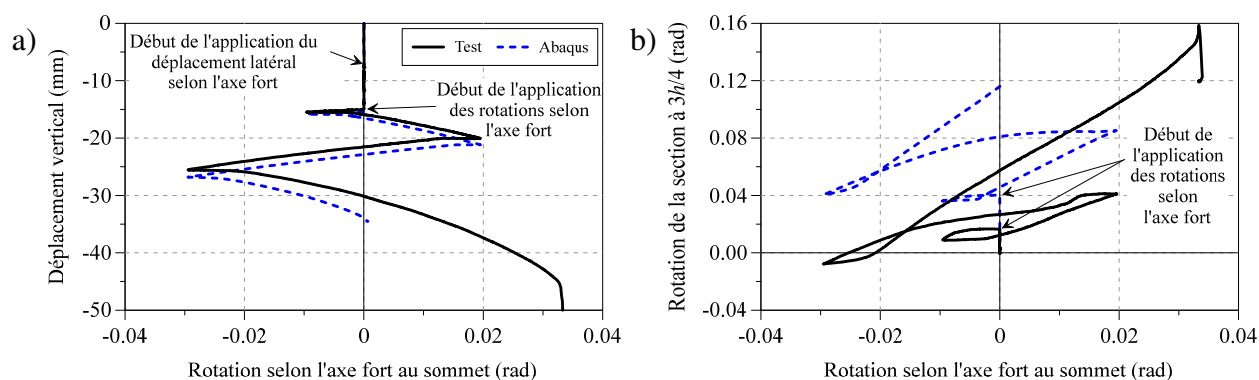


Figure 5-17: a) déplacement vertical de la colonne au sommet ; b) rotation de la section à $3h/4$.

Dans cet essai, on avait trois ensembles de 8 jauges positionnées respectivement à 150 mm, 1000 mm ($h/4$) et 2000 mm ($h/2$) du bas de la colonne. Les déformations mesurées par les jauges installées à mi-hauteur du spécimen (2000 mm) sont présentées à la figure 5-18. Afin de faciliter la lecture, on a exprimé l'axe horizontal en fonction des étapes de chargement. Entre 0 et 1, la charge axiale était appliquée sur la colonne. Le déplacement latéral de 100 mm a été imposé dans l'intervalle compris entre 1 et 2 et le protocole de rotations selon l'axe fort est le dernier intervalle. À l'application de la charge axiale, les déformations des 8 jauges sont identiques et demeurent légèrement inférieures à 0,002 mm/mm indiquant le début de la plastification. Lors de l'application du déplacement latéral selon l'axe fort, les déformations demeurent pratiquement identiques, ce

qui était attendu étant donné qu'il y a un point d'inflexion (moment nul) selon l'axe fort à mi-hauteur de la colonne sous cette sollicitation. Sous les cycles de rotation causant le flambement de la colonne, les déformations varient avec le moment de flexion autour de l'axe fort qui est induit à mi-hauteur de la colonne. Au moment du flambement, les déformations mesurées varient rapidement, montrant une compression du côté Ouest et une tension du côté est. La simulation prédit bien les déformations dans les deux premières phases de chargement mais moins bien sous les cycles de rotation.

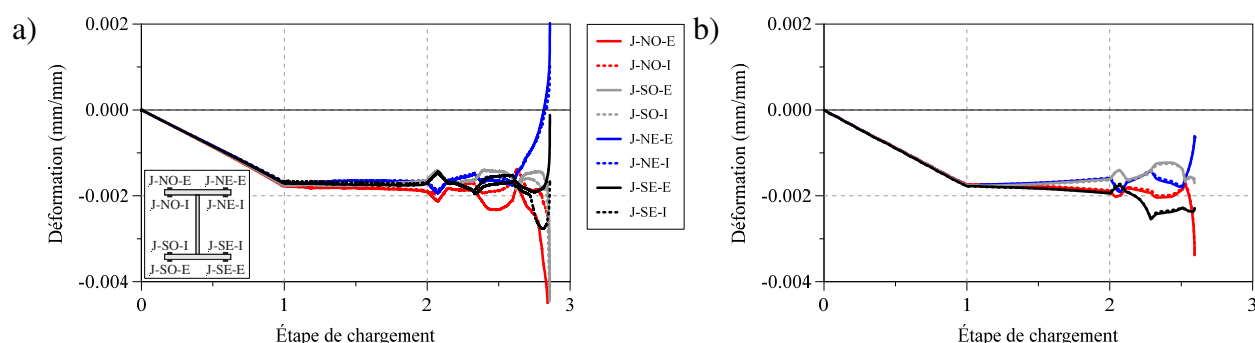


Figure 5-18: Déformations à $h/2$ de l'essai 3 : a) obtenues de l'essai ; b) obtenues de la simulation.

Les déformations à une hauteur de 1000 mm à partir du bas de la colonne sont présentées à la figure 5-19. Dans la figure 5-19a, les déformations mesurées lors de première étape sont identiques à celles montrées à la figure 5-18. Toutefois, lors de l'application du déplacement latéral vers le Nord, la semelle Nord était davantage comprimée que la semelle Sud, ce qui est conforme aux attentes. En appliquant le protocole de rotations autour de l'axe fort, les déformations avoisinent 0,002 mm/mm et demeurent relativement constantes avant le flambement. Dans cet intervalle, on a mesuré des déformations identiques pour chaque paire de jauges (intérieure vs extérieure). Au moment du flambement, les déformations augmentent rapidement et l'on note des différences entre les jauges intérieure et extérieure. Les déformations de la simulation *Abaqus* sont présentées à la figure 5-19b et l'on note quelques différences par rapport aux mesures de la figure 5-19a. Les déformations calculées aux coins Nord-Ouest, Sud-Ouest et Sud-Est correspondent bien à celles des jauges. Toutefois, les jauges sur la semelle Nord-Est divergent de celles mesurées durant l'essai, et ce, dès qu'un déplacement latéral autour de 60 mm a été appliqué au sommet de la colonne. En analysant les résultats du logiciel *Abaqus*, la demi-semelle Nord-Est est davantage comprimée à une hauteur $h/4$ durant l'application de ce déplacement. Les défauts de rectitude

spécifiés dans le modèle pourraient être la cause de ces déformations plus grandes. Sur la figure 3-7, on remarque que les défauts de rectitude à $h/4$ sont négatifs dans les deux axes principaux de la colonne. À cause de ce profil, la demi-semelle Nord-Est est susceptible de subir davantage de compression que la demi-semelle Nord-Ouest. On note que la précision des défauts de rectitude peut une fois de plus donner lieu à des différences entre les résultats de l'analyse et de l'essai.

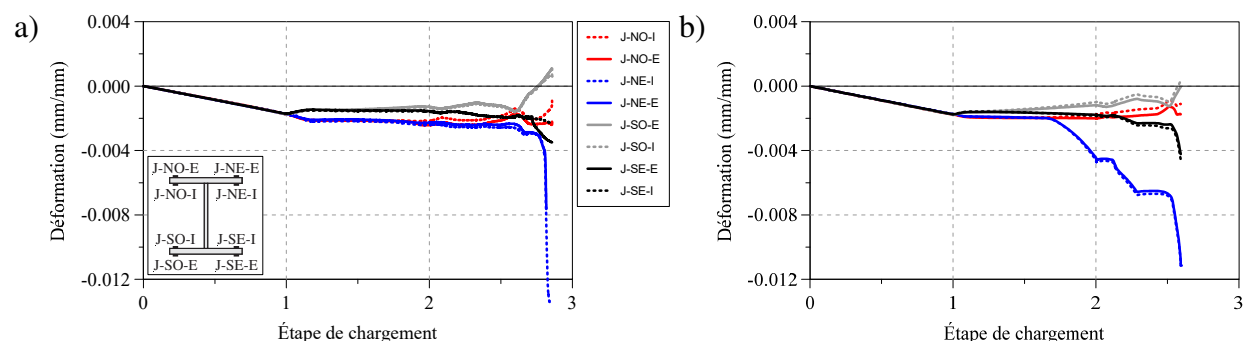


Figure 5-19: Déformations à $h/4$ du bas de l'essai 3 : a) obtenues de l'essai ; b) obtenues de la simulation.

Les déformations du dernier ensemble de jauges situé à 150 mm du bas de la colonne sont présentées à la figure 5-20. Contrairement à la figure 5-19, les déformations inélastiques se manifestent dès l'application du déplacement latéral pour les jauges de la semelle Nord. Le déplacement latéral produit un moment important à la base du poteau, ce qui induit de grandes déformations à cet endroit. Comme anticipé, les 4 jauges de la semelle Nord se déforment davantage en compression alors que celles de la semelle Sud diminuent. Les déformations dans les 4 jauges de la semelles Nord augmentent rapidement, atteignent le régime inélastique puis se stabilisent autour de $-0,015$ mm/mm, probablement parce que les déformations plastiques subséquentes se sont produites à un endroit au bas de la colonne. Un comportement similaire est obtenu de l'analyse *Abaqus* sauf que seul le coin Nord-Ouest subit de grandes déformations en compression et que les déformations durant l'essai atteignent plus rapidement que dans la simulation la valeur de $-0,015$ mm/mm. Le profil des défauts de rectitude, la localisation de la plastification et du voilement local des semelles peuvent avoir causé ces différences.

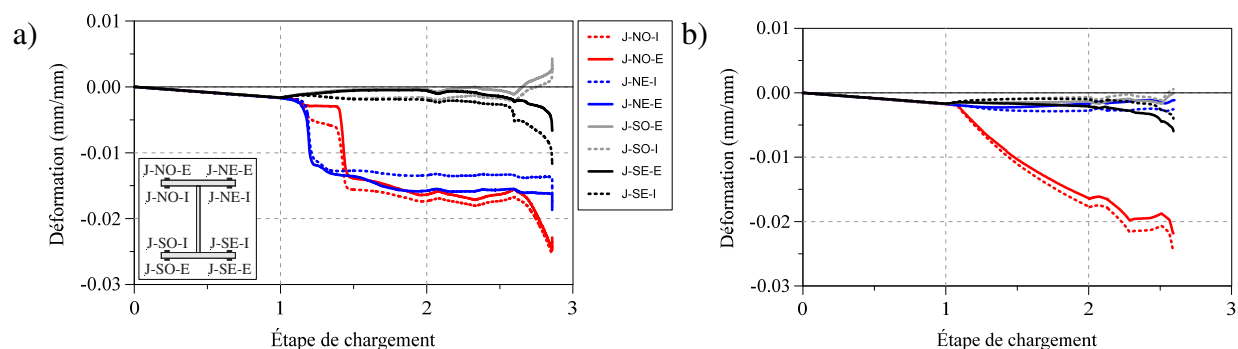


Figure 5-20: Déformations mesurées par les jauges à 150 mm du bas de l'essai 3 : a) obtenues de l'essai ; b) obtenues de la simulation.

Dans l'ensemble, *Abaqus* prédit bien le comportement obtenu du poteau testé. Bien que le flambement soit atteint plus tôt dans la simulation, l'instabilité est du même type, soit un flambement par flexion-torsion. Le voilement local a été reproduit dans les parois comprimées au sommet et au bas du poteau. Les moments dans les deux axes principaux de la colonne sont également bien prédits. Le déplacement latéral selon l'axe faible au niveau des potentiomètres est plus élevé que celui mesuré au laboratoire mais il demeure dans le même ordre de grandeur. Des différences ont également été observées au niveau des déformations axiales sur la semelle Nord pour les ensembles de jauges situés à 150 mm et à 1000 mm du bas.

5.3.1 Effet combiné de l'effort axial et du moment de flexion

Dans cette section, on examine l'effet combiné de l'effort axial et du moment de flexion au sommet de la colonne. Contrairement aux essais 1 et 2, la colonne dans l'essai 3 était soumise à la combinaison d'un effort de compression axial et des moments de flexion selon l'axe fort dû au protocole de chargement qui a été appliqué. Il est donc nécessaire d'examiner la résistance de la colonne pour la combinaison de ces efforts. Les résultats sont présentés à la figure 5-21. Dans cette figure, les courbes théoriques provenant des codes d'acier canadien et américain reprennent les grandes lignes expliquées à l'essai 1 (voir la section 5.1.1) pour la résistance de la section (CSA S16 13.8.2a et AISC 360-10 H1.1). Les équations d'interaction canadienne 13.8.2b caractérisant la capacité globale de la colonne sans l'effet de torsion (flambement dans le plan de flexion) et 13.8.2c caractérisant la capacité globale de la colonne avec déversement (flambement hors du plan de flexion et déversement) doivent être calculées pour la colonne testée à cause du protocole de

chargement qui imposait des moments de flexion selon l'axe fort au sommet de la colonne. Pour la colonne étudiée, les résistances à la compression et à la flexion selon la clause CSA S16 13.8.2b sont respectivement $C_{nx} = 4712 \text{ kN}$ et $M_{px} = 576 \text{ kN}\cdot\text{m}$. La norme demande de calculer la résistance à la compression selon le plan de flexion (autour de l'axe fort pour l'essai 3) avec un coefficient de longueur effective $K = 1,0$. La résistance à la compression spécifiée selon la clause 13.8.2c correspond à la plus petite valeur entre un flambement en flexion selon l'axe faible et un flambement en flexion-torsion. Pour une pièce avec section bi-symétrique, le flambement peut survenir en torsion pure plutôt qu'en flexion-torsion. On utilise donc la plus petite des résistances en flexion autour de l'axe y (C_{ny}) et z (C_{nz}). Les résistances à la compression sont $C_{ny} = 4858 \text{ kN}$ et $C_{nz} = 4914 \text{ kN}$, respectivement. Dans le calcul de ces résistances, on a utilisé des coefficients de longueur effective $K_y = 0,5$, car la rotation autour de l'axe faible était empêchée aux deux extrémités de la colonne et $K_z = 0,5$ car la torsion était empêchée aux deux extrémités de la colonne. Dans l'équation d'interaction, on utilise la résistance à l'équation $C_{ny} = 4858 \text{ kN}$. La résistance à la flexion autour de l'axe fort dans la clause 13.8.2c est calculée en considérant le déversement possible de la colonne. Pour la colonne à l'étude, le déversement ne se produit pas à une longueur de 4000 mm et, par conséquent, $M_{nx} = M_{px} = 576 \text{ kN}\cdot\text{m}$. Le moment réel agissant au sommet de la colonne est obtenu directement du système de contrôle du système de chargement. Dans un tel cas, les facteurs $U_{1x} = 1,0$ et $B_{1x} = 1,0$. Dans la norme CSA S16, c'est la clause 13.8.2b qui contrôle (flambement en flexion autour de l'axe fort sans déversement). Cette prédiction ne correspond pas au flambement en flexion-torsion combiné à un flambement en flexion autour de l'axe fort observé au laboratoire. Tout comme dans l'essai 1, les résultats montrent que les normes sont conservatrices, et ce, sans tenir compte du coefficient de résistance de l'acier structural ($\phi = 0,9$).

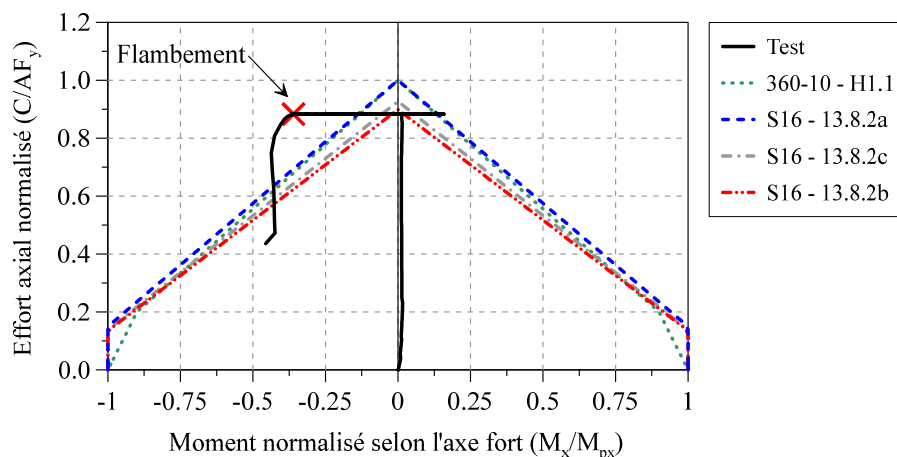


Figure 5-21: Vérification de la résistance de la colonne sous la combinaison de l'effort axial et moment de flexion appliqués au sommet de la colonne de l'essai 3.

5.3.2 Effet du frottement

Tout comme pour les précédents essais, le frottement s'est manifesté dans le degré de liberté actif associé à la rotation autour de l'axe fort au sommet de la colonne. Les courbes du moment fléchissant de l'axe fort de la figure 5-15a et de la figure 5-21 proviennent des correctifs décrits dans cette section. La figure 5-22 présente les moments de flexion autour de l'axe fort mesurés ainsi que le traitement appliqué. Lors des changements de direction ou au début du chargement, le segment vertical de la courbe moment-rotation représente l'effet du frottement sur le moment de flexion mesuré au sommet de la colonne. Pour éliminer cet effet, on soustrait de la partie de la courbe suivant un changement de direction un moment égal à la moitié de la hauteur du segment vertical précédant la partie de la courbe. Au début de l'essai, on enlève à la première partie de la courbe une ordonnée égale à la hauteur du segment vertical observé au début de l'essai. Il y a quatre endroits où le frottement doit être retiré durant le cycle rotationnel et les amplitudes de frottement sont de -144 kN·m, 153 kN·m, -155 kN·m et 166 kN·m pour les segments verticaux 1 à 4. On constate que le frottement est légèrement plus faible au point 1. Cette différence est attribuable au fait que le frottement est différent lors d'une première sollicitation dans un degré de liberté. Durant l'application du déplacement latéral, un moment de flexion de -84,6 kN·m a été soustrait pour éliminer l'effet du frottement.

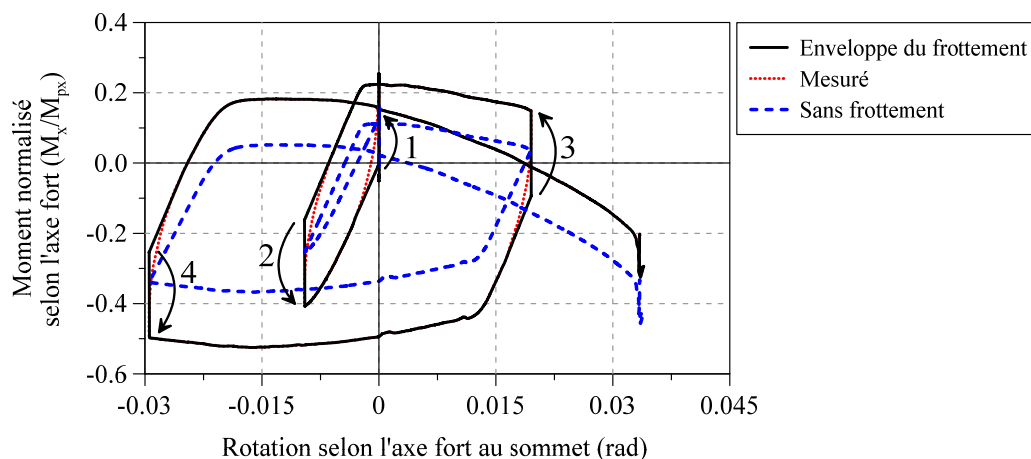


Figure 5-22: Effet du frottement sur la courbe moment-rotation au sommet de la colonne de l'essai 3.

L'amplitude de la friction équivaut à 25% du moment plastique selon l'axe fort, ce qui n'est pas négligeable pour la colonne testée. Avec ces correctifs, on peut faire la comparaison entre les courbes expérimentale et celle obtenue de la simulation.

5.4 Résultats de l'essai 4

Le dernier essai reprend les grandes lignes de l'essai 3, mais en imposant le protocole de chargement selon l'axe faible de la section. Avec ce type de chargement, un flambement en flexion selon l'axe faible est anticipé car le flambement en flexion-torsion ne peut se produire en absence de moment selon l'axe fort. Le protocole appliqué dans l'essai 4 a été décrit à la section 3.4.4. On a d'abord appliqué une charge axiale égale à $0,8C_{ny}$ qui a été maintenue constante durant tout l'essai. On a ensuite imposé un déplacement horizontal de 100 mm ($2,5\% h$) dans la direction Est au sommet du poteau qui a produit de la flexion autour de l'axe faible. Ce déplacement a ensuite été maintenu constant pour le reste de l'essai. Finalement, on a appliqué un protocole de rotations cycliques autour de l'axe faible au sommet de la colonne. La rotation est positive lorsque l'extrémité Ouest du plateau monte. Durant l'essai, une erreur s'est produite lors de l'application des cycles de rotation et cette partie du protocole a dû être modifiée. Le protocole qui a réellement été appliqué est montré à la figure 5-23. Le premier cycle avec une amplitude de $\pm 0,01$ rad. a été appliqué comme prévu. Cependant, dans le second cycle, on a appliqué une rotation égale à 0,03 rad., suivie d'une rotation égale à -0,01 rad., plutôt qu'un cycle de rotation avec une amplitude de

$\pm 0,02$ rad. Dans le cycle suivant, on a interrompu l'essai à une rotation égale à $0,012$ rad. et la charge axiale a été retirée puis appliquée de nouveau. On a ensuite appliqué les cycles de rotation en complétant un second cycle d'une amplitude de $\pm 0,02$ rad., comme initialement prévu, suivi d'un cycle d'une amplitude de $\pm 0,03$ rad. et d'un dernier cycle d'une amplitude de $\pm 0,04$ rad. durant lequel le flambement de la colonne s'est produit. On note aussi que les déplacements latéraux de la colonne n'ont pas pu être mesurés par les potentiomètres à cordes à cause d'un problème rencontré pendant l'essai.

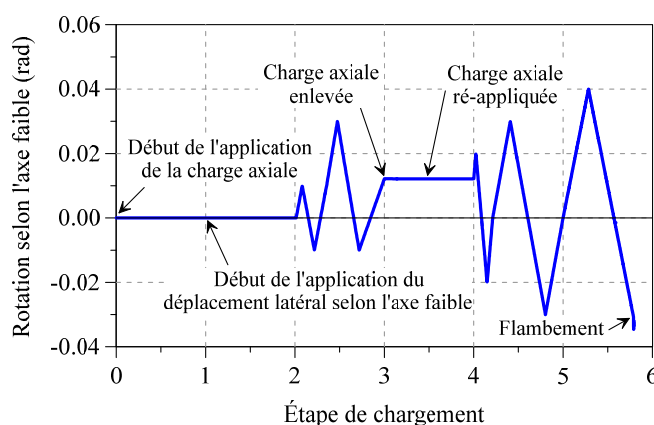


Figure 5-23: Étapes de chargement de l'essai 4.

Lors de l'essai, le flambement s'est produit autour de l'axe faible, à une rotation égale à environ $-0,03$ rad. dans le second demi-cycle à une amplitude de $\pm 0,04$ rad. On présente à la figure 5-24 la déformée de la colonne dans son ensemble. On remarque d'abord que l'analyse *Abaqus* prédit bien la déformée globale de la colonne lors du flambement. Cependant, le flambement survient plus tôt dans l'analyse que dans l'essai, ce qui fait en sorte que le renversement de courbure près du sommet de la colonne est plus prononcé dans l'analyse que dans l'essai. On montre également à la figure 5-24 le voilement local qui s'est produit au sommet, à mi-hauteur et au bas de la colonne. Le voilement au sommet de la colonne est montré à la figure 5-24c et il est visible sur la paroi la plus fortement comprimée (côté Est). Le voilement à la même hauteur du modèle *Abaqus* (figure 5-24f) est bien prédit. À la hauteur où la courbure est la plus importante sur le côté Ouest (figure 5-24d), le voilement n'est pas symétrique puisqu'il est plus sévère sur la semelle au coin SO. Les parois de la modélisation *Abaqus* ont prédit du voilement à cette position, mais selon un profil symétrique (figure 5-24g). Le voilement local au bas de la colonne (figure 5-24e) est similaire à

celui présent au sommet, mais moins prononcé. L'analyse *Abaqus* a également prédit un faible voilement au bas de la colonne (figure 5-24h).

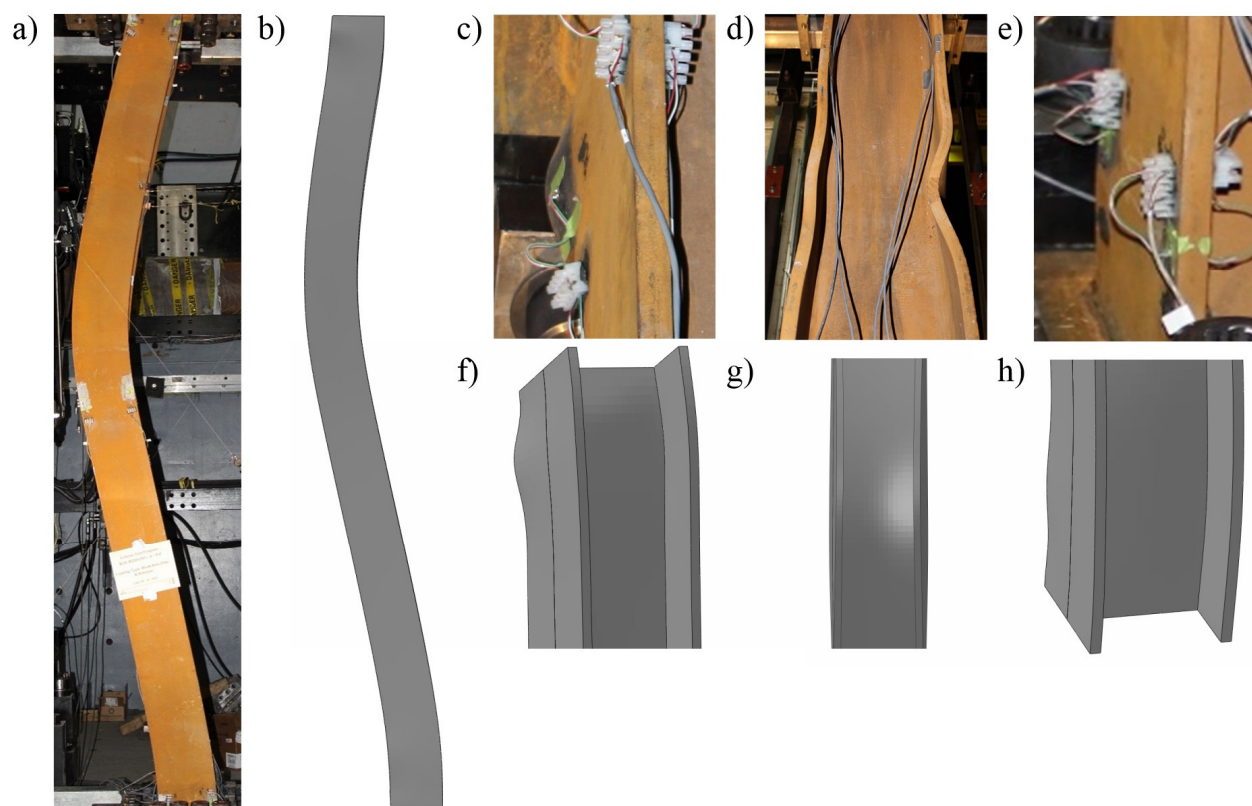


Figure 5-24: Déformée de la colonne au moment du flambement durant l'essai 4 : a) photo d'ensemble de la déformée (direction Est vers la gauche) ; b) déformée prédite par le logiciel *Abaqus* ; c) photo du voilement local au sommet du poteau sur le côté Nord ; d) photo du voilement local à la hauteur où la courbure est la plus importante sur le côté Ouest ; e) photo du voilement local au bas sur le côté Nord ; f) voilement local prédit par le logiciel *Abaqus* au sommet du poteau sur le côté Nord ; g) voilement local prédit par le logiciel *Abaqus* à la hauteur où la courbure est la plus importante sur le côté Ouest ; h) voilement local prédit par le logiciel *Abaqus* au bas sur le côté Nord.

L'hystérésis du moment fléchissant selon l'axe faible et le déplacement vertical au sommet de la colonne sont présentés à la figure 5-25. Les moments de flexion au sommet du poteau ont été corrigés pour tenir compte du frottement (voir la section 5.4.2) et le déplacement vertical est celui obtenu du système de mesures relatif. Dans les cycles de rotation, on observe que la colonne peut

maintenir le moment de flexion (pas de dégradation) jusqu'à une rotation de $-0,02$ rad. suivant la seconde application de la charge axiale. La dégradation de la résistance en flexion ne se produit que lorsque l'on impose une rotation égale à $-0,03$ rad. (point D), dans le cycle d'amplitude égale à $\pm 0,03$ rad., puis lorsque le flambement survient lorsque l'on impose une rotation négative vers $-0,04$ rad (point E). La dégradation de la résistance en flexion est attribuable au voilement local qui survient à la hauteur où la courbure est la plus importante et au sommet du poteau. On note aussi que l'application d'une rotation négative est plus critique pour la colonne car l'effet des rotations négatives s'ajoute à celui du déplacement latéral initial.

Puisque l'on prédisait et qu'on a observé un flambement en flexion, on a fait l'analyse avec les logiciels *OpenSees* et *Abaqus*. Pour la courbe moment-rotation selon l'axe faible, les différentes modélisations prédisent bien le moment sous les rotations positives et sous les rotations négatives jusqu'à $0,01$ rad. Avant le retrait de la charge axiale à $0,012$ rad., toutes les modélisations suivent de près la courbe expérimentale sauf que le modèle *OpenSees* avec le matériau *Steel02* prédit un moment plus élevé que l'essai et des autres modèles lorsque la rotation imposée atteint $-0,01$ rad. Le premier raccourcissement perceptible de la colonne est atteint au point C, soit à une rotation de $-0,01$ rad. À cette rotation, le déplacement vertical est plus prononcé pour les simulations *Abaqus* et *OpenSees* – *Steel4*. Ces deux modèles prédisent un comportement similaire pour le reste de l'essai. Le déplacement vertical est plus important que l'essai (-20 mm vs -14 mm) et les résistances sont plus faibles que l'essai à la rotation de $-0,02$ rad. qui suit la seconde application de la charge axiale. Les déplacements verticaux sont encore plus prononcés que dans l'essai (-21 et -23 mm vs -15 mm) mais les résistances s'approchent de celle du spécimen lorsque la rotation est inversée et atteint $+0,03$ rad. dans le cycle subséquent. Pour ces deux modèles, le flambement s'amorce dans le second demi-cycle d'amplitude $\pm 0,03$ rad., avant d'atteindre la rotation de $-0,03$ rad., donc près d'un cycle complet avant le flambement observé durant l'essai. La résistance offerte par le modèle *Abaqus* sous les rotations négatives est légèrement plus faible que celle du modèle *OpenSees* – *Steel4* et le flambement de l'analyse *Abaqus* se produit plus rapidement, ce qui est attribué au fait que le modèle *Abaqus* peut reproduire le voilement local. De son côté, le modèle *OpenSees* – *Steel02* prédit un comportement plus près de ce qui a été observé au laboratoire. Le raccourcissement de la colonne obtenu de ce modèle est le même que celui du spécimen aux rotations de pointe dans le cycle d'amplitude égale à $\pm 0,02$ rad. après la seconde application de la charge axiale, ainsi qu'à la rotation de $+0,03$ rad. dans le cycle suivant. Le déplacement vertical du

modèle devient plus grand que dans l'essai lorsque la rotation est inversée et atteint -0,03 rad. (-24 mm vs -20 mm) puis +0,04 rad. dans le cycle suivant (-26 mm vs 22 mm). La résistance devient plus faible que celle du spécimen lorsque la rotation passe de +0,03 rad. à -0,03 rad. et de +0,04 rad. à -0,04 rad. dans le cycle suivant. Le flambement avec le modèle *OpenSees – Steel02* se produit dans le même demi-cycle que durant l'essai, mais plus tôt, lorsque la rotation est réduite à +0,01 rad. après avoir atteint +0,04 rad.

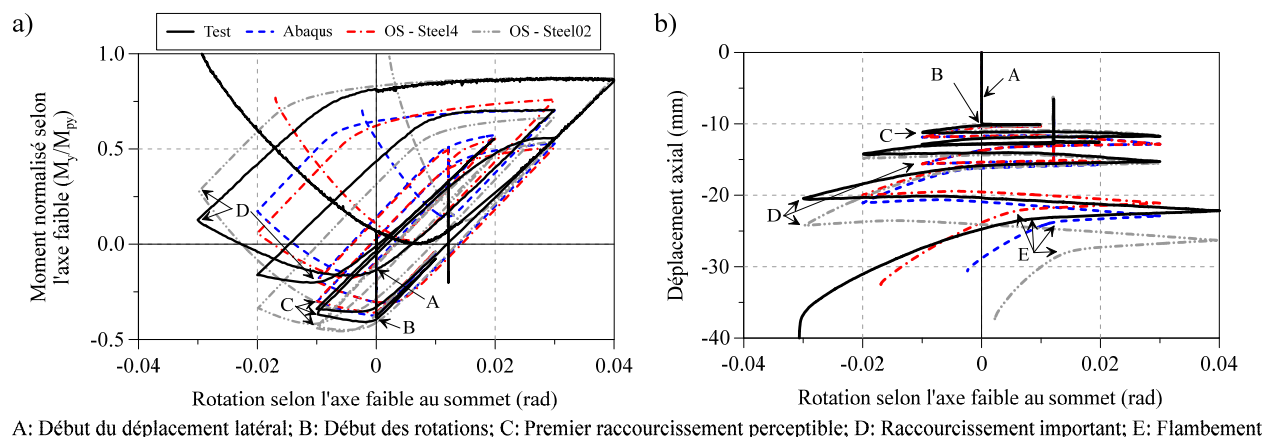


Figure 5-25: Résultats au sommet du poteau de l'essai 4 : a) hystérésis moment-rotation selon l'axe faible ; b) déplacement vertical.

Les déformations mesurées par les différentes jauges sont présentées à la figure 5-26. À 150 mm du haut (figure 5-26a), les déformations sont supérieures à celles des jauges du centre et du bas, ce qui était attendu compte tenu des rotations imposées au sommet. Un décalage sur toutes les paires de jauges au sommet est constaté dès l'application du déplacement latéral selon l'axe faible. On avait relevé un voilement local à la figure 5-24c au coin NE au moment du flambement. Pour la paire de jauges située à cet endroit, on note un décalage plus important qui pourrait refléter le voilement local.

Avec un flambement en flexion autour de l'axe faible, on anticipait un comportement similaire entre les 4 jauges situées sur le côté Est et entre les 4 jauges situées sur le côté Ouest. On observe un comportement similaire pour les 4 jauges des côtés Est et Ouest aux 3 emplacements sauf au sommet sur le côté Ouest à partir de l'application du déplacement latéral (figure 5-26a). Cette différence est probablement attribuable à un mauvais alignement de la plaque d'extrémité.

Sur la figure 5-26a, on pourrait aussi anticiper que les lectures des jauges Est et Ouest se croisent quand on applique les cycles de rotation autour de l'axe faible ou, à tout le moins, s'approcher et s'éloigner à chaque demi-cycle, lorsque le moment change de signe au sommet. Dans la figure 5-26a, les lectures des jauges Est et Ouest ne se croisent qu'une seule fois, au début de l'étape 4, quand on applique une rotation de $-0,02$ rad. à $+0,03$ rad. Par la suite, il n'y a plus de croisement malgré que l'on impose de plus grandes rotations. Sur la figure 5-27 qui présente la moyenne des lectures des jauges Est et Ouest, on voit mieux l'effet des rotations attribué aux variations des lectures de jauges qui suit les cycles de rotation. À la fin de l'essai, les lectures des jauges Est et Ouest s'éloignent, ce qui est cohérent avec la déformée globale de la figure 5-24a. On observe aussi la même tendance sur la figure 5-26b et c.

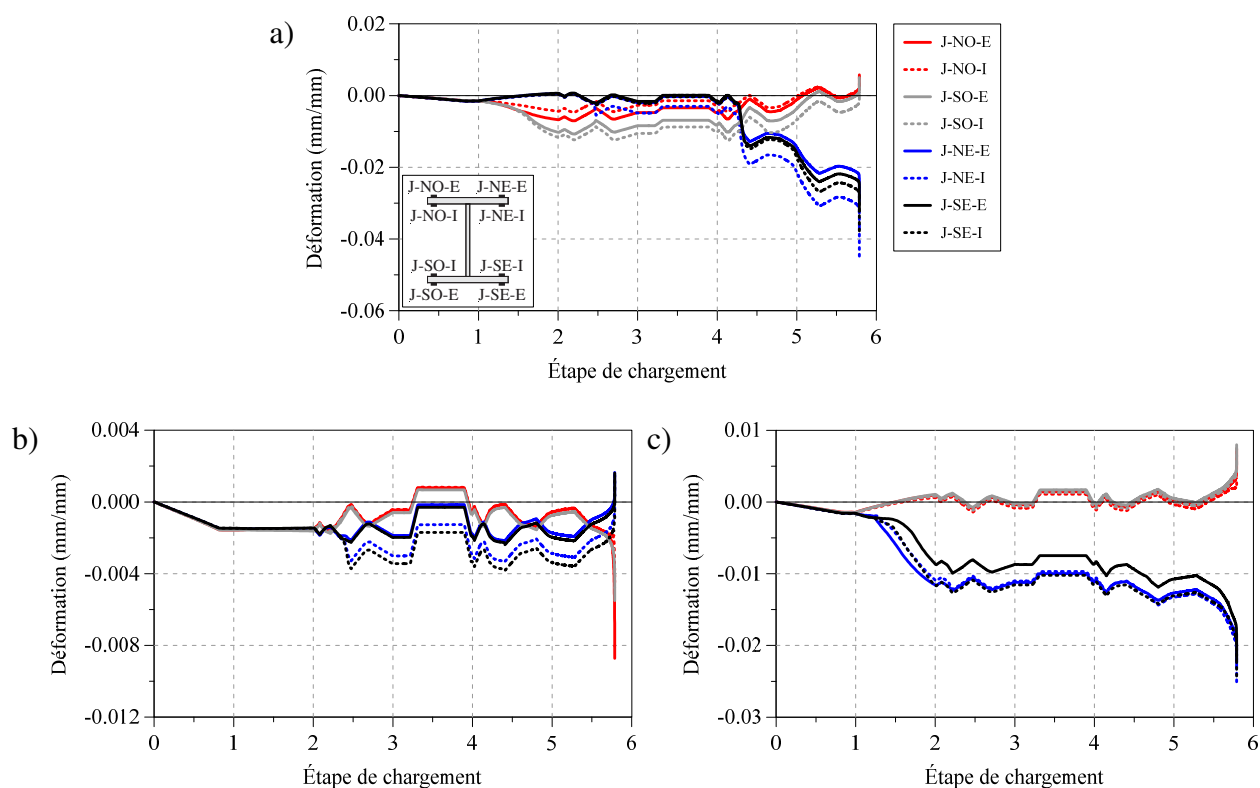


Figure 5-26: Déformations mesurées par les jauges de l'essai 4 : a) à 150 mm du sommet ; b) à mi-hauteur ; c) à 150 mm du bas.

Les jauges à mi-hauteur du spécimen (figure 5-26b) présentent les plus faibles déformations. Les extrémités des semelles ont été légèrement plastifiées sur le côté Est, à l'intérieur des semelles. Ailleurs, les déformations sont demeurées inférieures à $0,002$ mm/mm, sauf au flambement, ce qui

suggère qu'il y a eu plastification. Toutefois, l'effet des contraintes résiduelles ajouté à celui des sollicitations qui ont été imposées ont peut-être induit des déformations inélastiques aux extrémités des semelles Ouest puisque les contraintes résiduelles mesurées à ces emplacements étaient en compression (voir la section 3.5.3).

Le dernier ensemble de jauges situé à 150 mm du bas (figure 5-26c) présente un comportement différent des deux autres ensembles. En effet, il n'a pas eu de croisement des lectures dans les cycles de rotation et les lectures des jauges Est et Ouest s'éloignent dès l'application du déplacement latéral selon l'axe faible au sommet qui a causé une rotation importante au bas du poteau. Par la suite, les rotations imposées au sommet n'ont eu que peu d'effets au bas de la colonne en raison de la distance entre ces deux points. On note aussi un décalage important sur la paire de jauges SE associé au voilement local relevé à la figure 5-24e.

On présente les déformations mesurées par les différentes simulations sur les côtés Est et Ouest de la colonne à la figure 5-27 et à la figure 5-29. Les déformations obtenues des modélisations sont identiques sur les côtés Sud et Nord et une seule valeur est présentée pour les côtés Est et Ouest. Ces valeurs sont comparées à la moyenne des 4 jauges sur un même côté. Les déformations à 150 mm du sommet sont montrées à la figure 5-27. On note une bonne corrélation entre les différentes modélisations et, sur les deux côtés, on observe les mêmes tendances entre les prédictions numériques et les mesures expérimentales. Dans la figure 5-27b, un décalage se produit entre les mesures expérimentales et les prédictions numériques pendant l'application du déplacement latéral au sommet. En analysant la figure 5-26a, les lectures de la paire de jauges NO semblent ressembler davantage aux déformations obtenues des simulations. Comme mentionné, il est possible qu'un mauvais alignement de la colonne au sommet soit la cause de cette différence. Comme à la figure 5-25, les résultats des modèles *OpenSees – Steel4* et *Abaqus* sont très similaires jusqu'au flambement tandis que le modèle *OpenSees – Steel02* prédit des déformations généralement plus faibles et plus proches des mesures expérimentales, sauf vers la fin de l'essai où la différence s'accroît avec les mesures expérimentales.

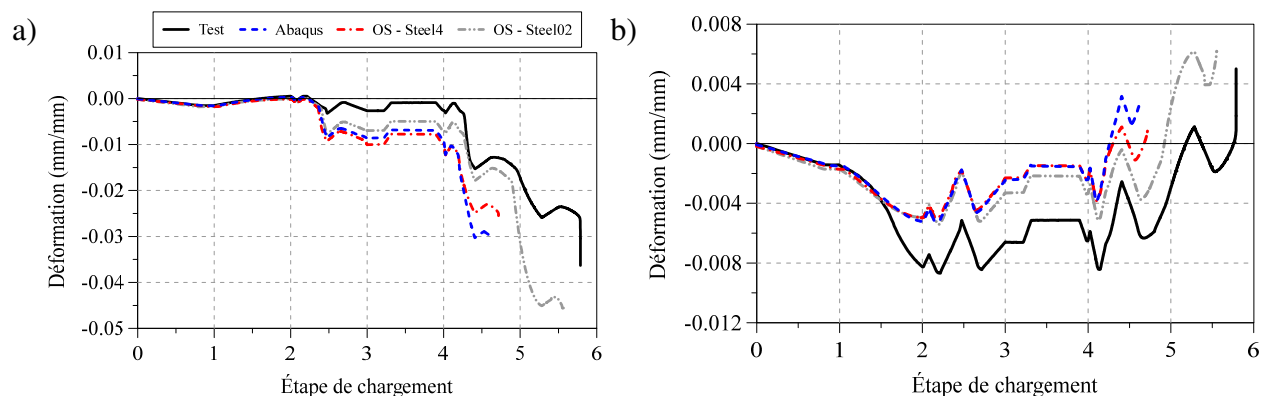


Figure 5-27: Déformations moyennes dans les extrémités des semelles à 150 mm du sommet de l'essai 4 : a) côté Est ; b) côté Ouest.

Les déformations prédites par les modèles sur les côtés Est et Ouest à mi-hauteur du spécimen sont montrées à la figure 5-28. Dans les deux cas, il y a une excellente correspondance entre les prédictions des différents modèles et entre ces prédictions et les mesures expérimentales jusqu'à l'étape de chargement 4,5 qui correspond à l'application d'une rotation de $-0,03$ rad. Cette bonne corrélation est peut-être due au fait qu'il y a peu de déformations inélastiques observées à mi-hauteur du spécimen jusqu'à ce niveau de sollicitation. Par la suite, on remarque le même genre de différence que celles observées sur la figure 5-27.

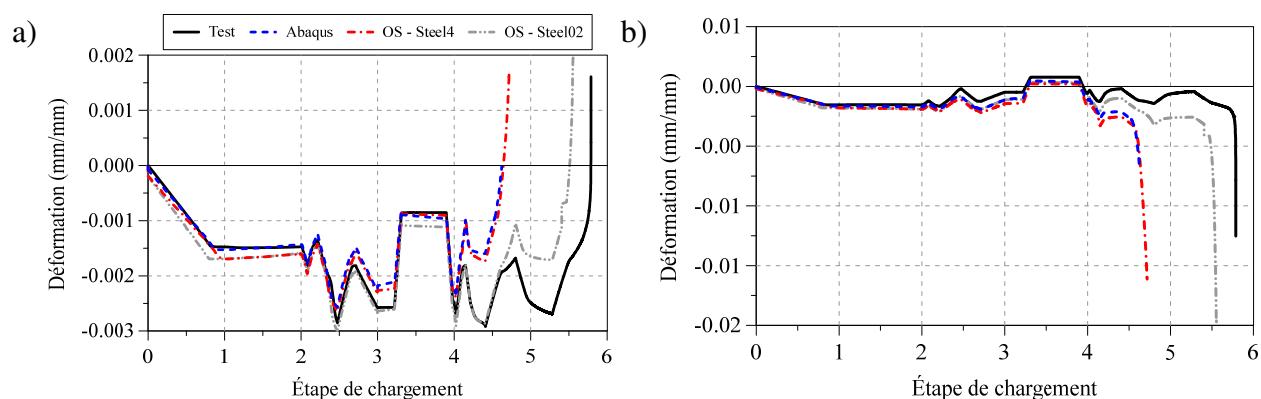


Figure 5-28: Déformations moyennes dans les extrémités des semelles à mi-hauteur de l'essai 4 : a) côté Est ; b) côté Ouest.

Les déformations à 150 mm du bas de la colonne sont présentées à la figure 5-29. On a encore cette fois les mêmes bonnes corrélations entre les prédictions numériques elles-mêmes et entre les

prédictions et les lectures des jauges. Sur le côté Est (figure 5-29a), on note le même décalage qui se produit entre la courbe expérimentale et les simulations durant l'application du déplacement latéral au sommet. Sur le côté Ouest, les déformations inélastiques ne sont observées qu'à partir de l'étape 4 et les prédictions numériques sont excellentes.

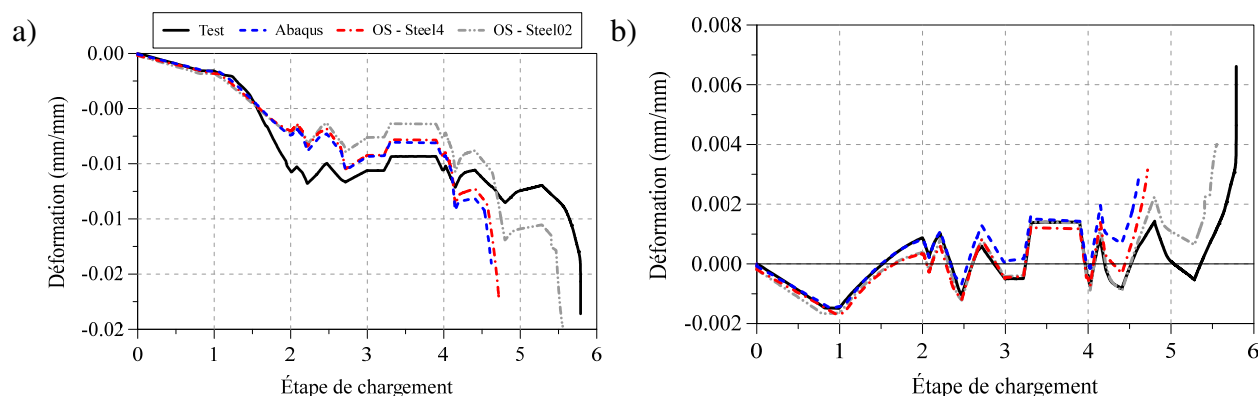


Figure 5-29: Déformations moyennes dans les extrémités des semelles à 150 mm du bas de l'essai 4 : a) côté Est ; b) côté Ouest.

Tout comme pour les trois premiers essais, le comportement obtenu au laboratoire est bien prédit par les différentes modélisations. Bien que des différences aient été constatées, le comportement dans son ensemble est adéquat. Le flambement de la colonne dans les simulations s'est produit plus rapidement que dans l'essai avec les modèles *OpenSees – Steel4* et *Abaqus*. Par contre, tous les modèles ont prédit un flambement en flexion selon l'axe faible comme celui qui a été obtenu en laboratoire.

5.4.1 Effet combiné de l'effort axial et du moment de flexion

Pour étudier la résistance de la colonne, on examine l'interaction entre l'effort axial et le moment de flexion autour de l'axe faible de la section au sommet du poteau (figure 5-30). Les équations présentées à la section 5.1.1 pour les clauses CSA S16 13.8.2a et 360-10 H1.1 ont été utilisées pour cet essai. De plus, les paramètres présentés aux essais 1 et 3 pour les résistances à la compression et au moment fléchissant (M_{py}) ont été conservés. Par contre, la résistance à la compression spécifiée dans la clause CSA S16 13.8.2b a été calculée autour de l'axe faible à cause de la sollicitation qui impose des moments de flexion autour de cet axe dans l'essai 4. On obtient donc $C_{ny} = 3548 \text{ kN}\cdot\text{m}$ en utilisant un coefficient de longueur effective $K = 1,0$. Les facteurs $U_{1y} = 1,0$

et $B_{1y} = 1,0$ car les efforts au sommet de la colonne sont obtenus du système de contrôle du système de chargement. Selon la norme CSA S16, c'est la clause 13.8.2b qui contrôle (flambement en flexion autour de l'axe faible) et c'est ce mode qui a été observé au laboratoire.

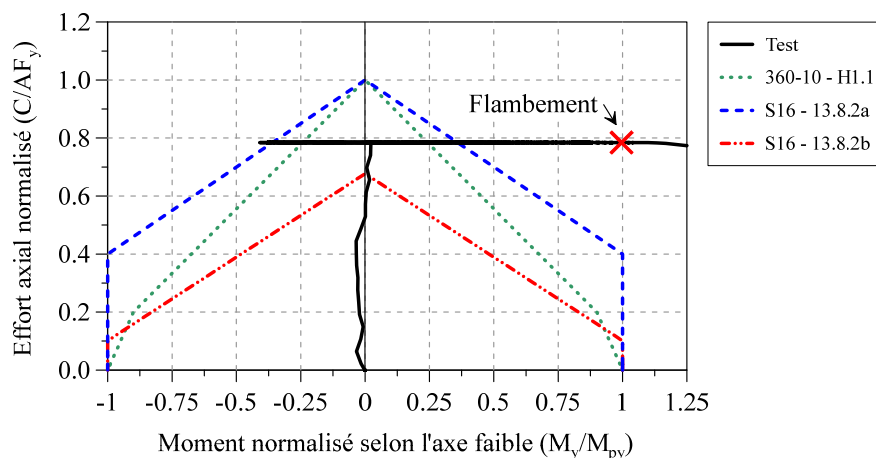


Figure 5-30: Courbe d'interaction au sommet de la colonne de l'essai 4.

On observe que la résistance de la colonne est plus élevée que la prédiction des équations des normes canadienne et américaine. En effet, la colonne a pu résister à un moment plastique selon l'axe faible tout en résistant à un effort axial de compression correspondant à 80% de la charge de plastification, AF_y . La charge axiale maximale pouvant être appliquée tout en assurant la résistance et la stabilité du poteau lorsque M_{py} est atteint et équivaut à $0,5AF_y$. La courbe expérimentale excède les différentes équations d'interactions lorsque le moment de flexion est négatif et positif.

5.4.2 Effet du frottement

Les résultats bruts de l'hystérésis de cet essai présentaient du frottement tout comme les autres essais. Le frottement est toutefois plus apparent dans cet essai lors des changements de cycles comme on peut le constater par les grandes variations du moment lors des changements de direction sur la figure 5-31a. La méthode expliquée à la section 5.4.2 pour retirer la friction a été employée pour cet essai. Pour chaque changement de direction, une moyenne de 130 kN·m s'opposait aux rotations des rotules des vérins. En termes de moment plastique, cela correspond à $0,49M_{py}$. Pour rappel, la friction correspondait à $0,25M_{px}$ lors de l'essai 3. C'est probablement une des raisons qui font en sorte que la friction est plus apparente. De plus, la dimension du plateau supérieur est plus

courte selon l'axe faible de la section et, par conséquent, les rotules des vérins verticaux et horizontaux subissent une plus grande rotation pour une même rotation appliquée au sommet.

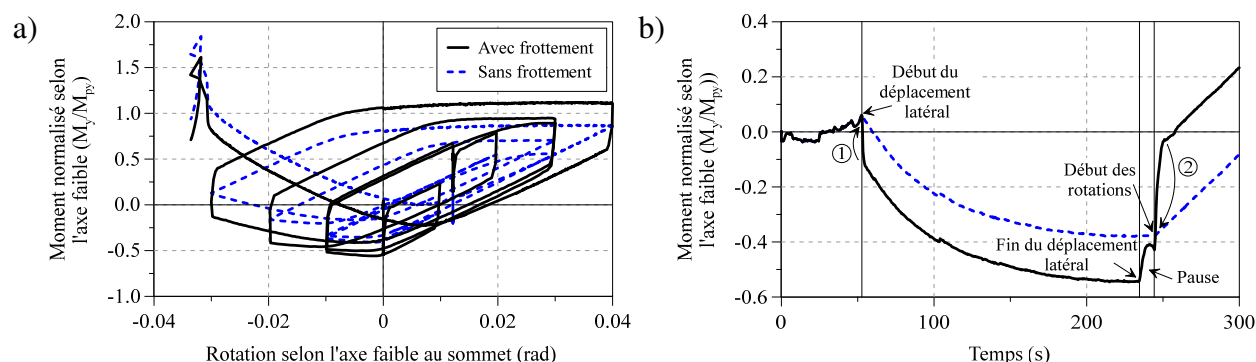


Figure 5-31: Effet du frottement sur la courbe moment-rotation au sommet de la colonne de l'essai 4 : a) résultats ; b) lors du déplacement latéral selon l'axe faible.

La figure 5-31b montre la méthode employée pour retirer la friction lors de l'application du déplacement latéral. Au point 1, on a enlevé 43,8 kN·m soit $0,16M_{py}$. On observe une relaxation du système à la fin du déplacement latéral. Entre cet instant et le début des rotations, une pause de 30 secondes a été ajoutée à l'essai pendant laquelle les déplacements et rotations sont demeurés constants. En raison de cette relaxation, le moment fléchissant lors de l'application de la première rotation est différent. Théoriquement, cet effort devrait correspondre à celui à la fin de l'application du déplacement latéral. Toutefois, on ne tient pas compte de cette relaxation et l'on a reporté la courbe de la friction 2 au moment atteint avant la pause.

5.5 Coefficient de longueur effective expérimental

Le concept de longueur effective est largement employé dans la stabilité des structures. La longueur effective d'une membrure, représentée par KL où K est le coefficient de longueur effective, est basée sur le modèle de base d'Euler. La figure 5-32 présente ce modèle et la charge de flambement est donnée par :

$$C_{cr} = \frac{\pi^2 EI_y}{(KL)^2} \quad (5-3)$$

où I_y est l'inertie de la section selon l'axe faible et L est la longueur du poteau. Le poteau est parfaitement droit et il est articulé à ses deux extrémités. Dans la théorie élastique de la stabilité, on définit deux conditions d'équilibre pour un poteau parfaitement droit. Lorsqu'une charge axiale C sollicite initialement le poteau, celui-ci est dans un équilibre dit stable. Aucun déplacement latéral le long du poteau n'est observé. Toutefois, aussitôt que la charge atteint la charge critique du poteau, le poteau se déforme latéralement en flexion et le poteau ainsi déformé est dit être dans un état d'équilibre neutre. En stabilité, le point où la déformation latérale débute et où le poteau passe d'un équilibre stable à un équilibre neutre est désigné le point de bifurcation.

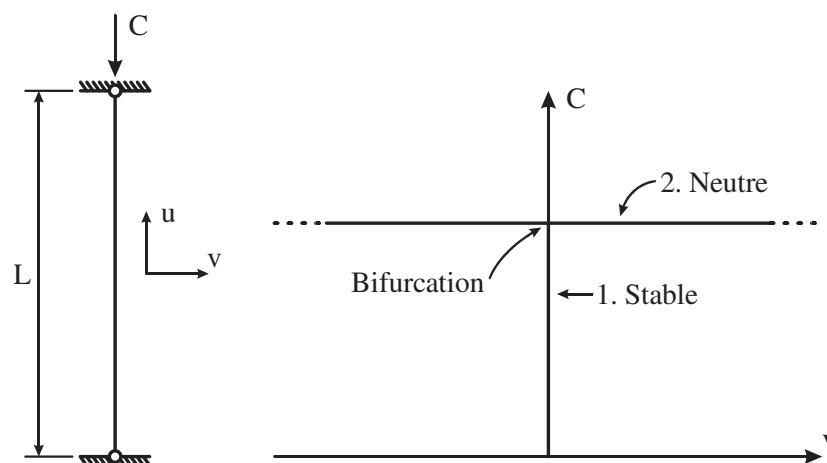


Figure 5-32: Stabilité d'un poteau parfaitement droit.

Dans la majorité des essais, le poteau était encastré à ses deux extrémités et la valeur théorique du coefficient K est égale à 0,5. Il est possible d'estimer la valeur du coefficient K d'une analyse de flambement. Dans cette analyse, on applique une charge C que l'on augmente graduellement sur un poteau parfaitement droit pour déterminer les différentes conditions d'équilibres. On obtient alors le graphique de la figure 5-32. Pour les spécimens, on a fait l'analyse avec un modèle *Abaqus* du système de chargement à six degrés de liberté qui avait été élaboré par l'ingénieur de laboratoire Martin Leclerc. Ce modèle est illustré à la figure 5-33.

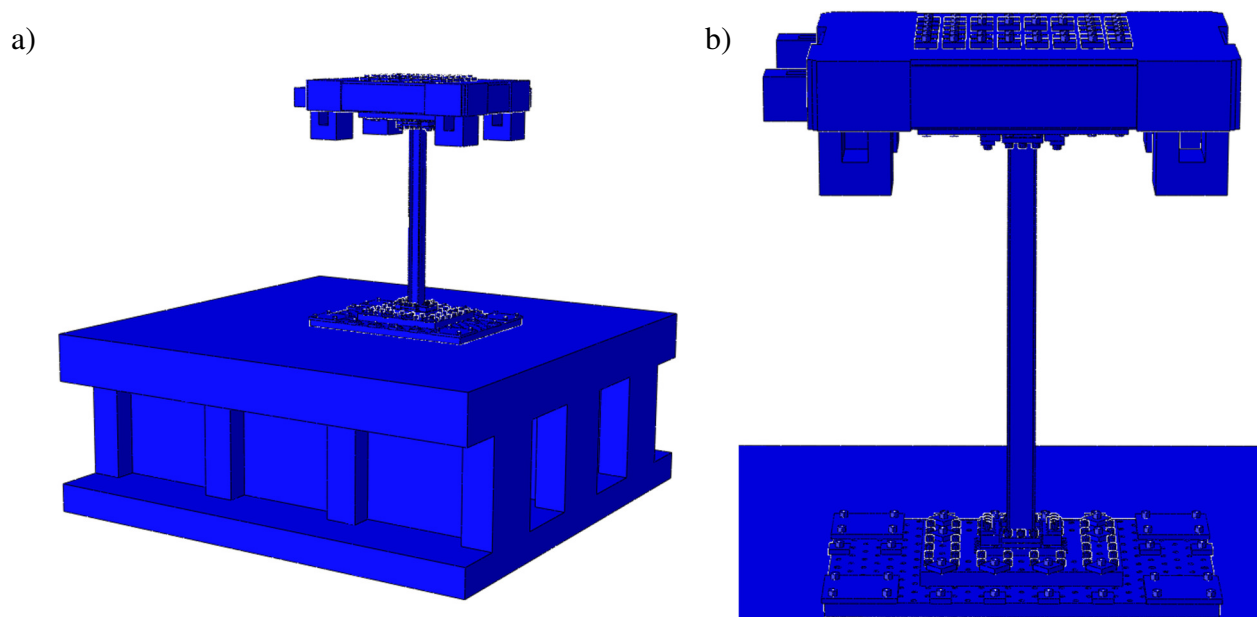


Figure 5-33: Modélisation du système de chargement à six degrés de liberté dans le logiciel *Abaqus* : a) modèle complet ; b) poteau d'acier.

Ce modèle complexe comprend toutes les plaques intermédiaires du montage en plus du plateau de chargement. La fondation de béton a été modélisée puisqu'elle se déforme durant les essais et cela peut affecter la charge de flambement des spécimens de colonne. De plus, dans le modèle, on a considéré la prétension des boulons servant à la fixation des diverses plaques d'acier du montage. L'analyse avec ce modèle permet donc de déterminer l'influence possible de la flexibilité des différents éléments du montage sur le coefficient K des spécimens de colonnes.

Dans le modèle, on a spécifié les dimensions théoriques de la section des colonnes. Dans l'analyse, les rotations du plateau supérieur étaient bloquées à partir des points du plateau supérieur où sont fixés les vérins verticaux en posant égal le déplacement vertical de ces 4 points. Pour la même raison, la torsion a été retenue en bloquant le mouvement horizontal des points du plateau supérieur où sont fixés les vérins horizontaux. Aucun défaut de rectitude ni contrainte résiduelle n'a été considéré dans l'analyse et la limite élastique de l'acier a été posée très élevée pour obtenir un flambement élastique et le point de bifurcation. L'analyse a donné une charge critique élastique C_{cr} égale à 24181 kN tout juste avant la bifurcation. Par calculs, on obtient une charge critique $C_{ey} = 6884$ kN en utilisant l'équation (5-3) avec un coefficient $K = 1,0$ pour un poteau doublement

articulé. À partir de ces deux valeurs, on peut déterminer le coefficient de longueur effective théorique des colonnes dans le montage expérimental en utilisant l'équation suivante :

$$K = \sqrt{\frac{C_{ey}}{C_{cr}}} \quad (5-4)$$

De cette équation, on trouve $K = 0,53$. Cette valeur confirme que les conditions de retenue des spécimens de colonne dans le montage au laboratoire sont très près des conditions d'encastrement parfait. Dans les modélisations *OpenSees* et *Abaqus* utilisées pour reproduire les résultats des essais, on a supposé des conditions parfaites aux extrémités des spécimens. Ces modèles devraient donc surestimer légèrement les charges de flambement des colonnes par rapport aux colonnes du laboratoire.

5.5.1 Étude du comportement d'une colonne retenue à l'aide de ressorts

Dans le but de vérifier le comportement d'une colonne retenue aux extrémités à l'aide de ressorts en rotation, on a recours au modèle numérique d'*OpenSees* de l'essai 1. Dans la section précédente, on a déterminé que le coefficient de longueur effective des spécimens de colonnes devrait être égal à 0,53 pour une colonne au laboratoire. Dans un modèle d'analyse structurale, on peut insérer des ressorts en rotation aux extrémités de la colonne, tel qu'illustré sur la figure 5-34b. En stabilité, l'équation caractéristique d'un poteau avec ressorts en rotation aux extrémités est :

$$\frac{(EI/L)}{C} - \frac{\cos(kL)-1}{(kL)\sin(kL)} = 0; kL = \sqrt{\pi^2/K^2} \quad (5-5)$$

où EI et L sont la rigidité en flexion et la longueur de la colonne, respectivement, et C est la constante des ressorts en rotation, exprimée en $\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$. La variable kL est un facteur tenant compte des différentes charges de flambement pour un K donné. Ce terme provient de l'équation (5-4) qui a été remaniée et présentée à droite de l'équation (5-5). En utilisant cette équation, on détermine que la rigidité C du ressort menant à un coefficient d'élancement de 0,53 est de 92743 $\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$.

Les résultats d'une analyse du flambement inélastique pour l'essai 1 sont présentés à la figure 5-34a pour deux conditions de retenue aux extrémités : ressorts infiniment rigides ($K = 0,5$) et ressorts avec une rigidité $C = 92743 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$ pour simuler la condition $K = 0,53$. On constate que la

résistance de la colonne réduit de 5057 kN à 5055 kN (écart de 2 kN) lorsque le coefficient d'élanement passe de 0,53 à 0,5. Le fait que les colonnes ont un faible élanement contribue à ce résultat. Cette analyse signifie que toutes les courbes des simulations numériques qui ont été présentées dans ce chapitre et qui ont été obtenues avec des conditions de retenue correspondant à $K = 0,5$ sont acceptables pour prédire la résistance des colonnes au laboratoire.

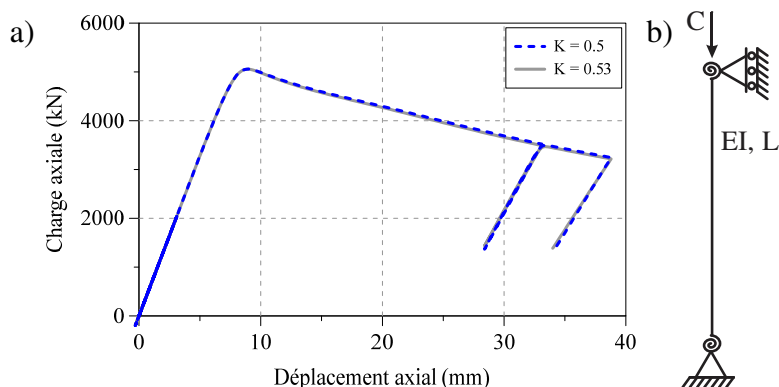


Figure 5-34: Analyse du flambement inélastique : a) courbes force-déplacement vertical ; b) modèle *OpenSees* utilisé.

5.6 Étude des différentes rigidités du spécimen

Dans cette section, on s'intéresse à la rigidité des colonnes testées en laboratoire. À partir des déformations mesurées de la colonne sous les sollicitations appliquées, on peut déterminer la rigidité axiale, la rigidité transversale et la rigidité rotationnelle des colonnes. Les coefficients de rigidité sont illustrés à la figure 5-35. Ces coefficients théoriques sont obtenus en négligeant les effets $P-\delta$ et $P-\Delta$ et les déformations de cisaillement de la colonne. La figure 5-35a présente les propriétés de la poutre ainsi que le sens positif des efforts.

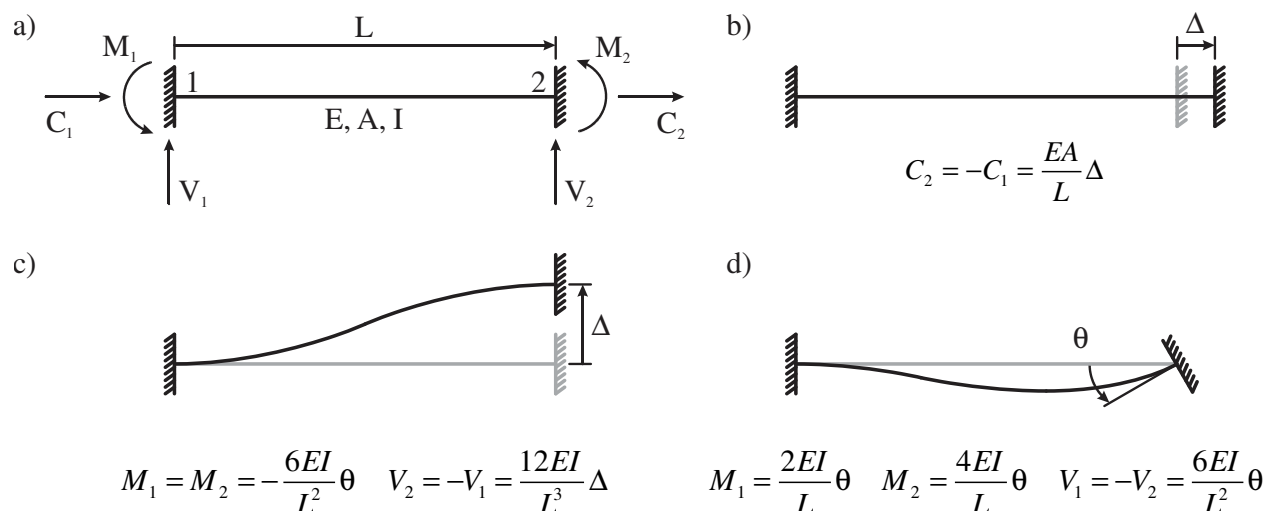


Figure 5-35: Coefficients de rigidité d'une poutre : a) sens positif des efforts et propriétés de la poutre ; b) réactions obtenues d'un déplacement longitudinal de l'appui 2 ; c) réactions obtenues d'un déplacement transversal de l'appui 2 ; d) réactions obtenues d'une rotation à l'appui 2.

Dans le tableau 5-1, on présente les rigidités qui ont été obtenues des essais, du modèle *Abaqus* ainsi que la rigidité théorique provenant des coefficients de la figure 5-35 et de la figure 5-37. En ce qui concerne la rigidité axiale (EA/L) du profilé W250x101, celle-ci est calculée à partir des résultats du premier essai. Afin d'améliorer la précision, on a retiré l'effet du frottement sur les résultats et on a utilisé le déplacement obtenu du système de mesures relatif. Cette rigidité a été obtenue d'une régression linéaire de courbe effort-déformation mesurée au début de l'essai, dans le domaine élastique (avant le flambement). La rigidité ainsi mesurée était égale à 651 kN/mm. Cette valeur concorde bien avec celle de la modélisation *Abaqus* de 653 kN/mm et de la valeur théorique $EA/L = 657$ kN/mm, avec $E = 200$ kN/mm², $A = 13138$ mm² et $L = 4000$ mm.

Les deux rigidités suivantes sont associées à l'effort tranchant produisant un déplacement transversal unitaire de l'appui 2 ($12EI/L^3$, où $I_x = 171,8 \times 10^6$ mm⁴ et $I_y = 56,4 \times 10^6$ mm⁴) lorsque la colonne est fléchie autour de son axe fort et de son axe faible, respectivement (figure 5-35c). Les rigidités transversales théoriques sont de 6,44 kN/mm et 2,12 kN/mm selon les axes fort et faible, respectivement. Les rigidités transversales expérimentales proviennent respectivement des essais 3 et 4 lors de l'application du déplacement latéral au sommet de la colonne. Puisque l'effort tranchant n'a pas été étudié dans ce chapitre, le cisaillement au sommet des colonnes pour les essais 3 et 4 est présenté à la figure 5-36. Seule la partie au début des essais est montrée.

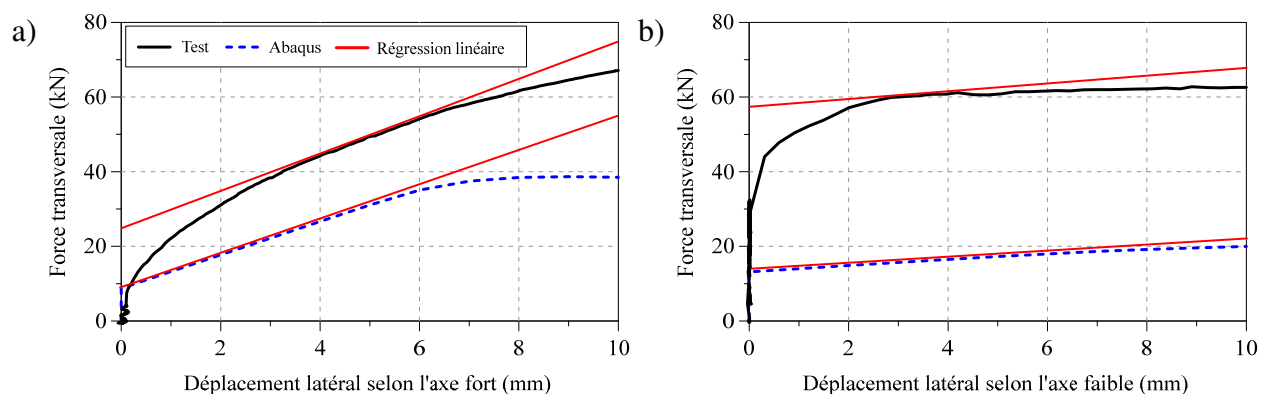


Figure 5-36: Détermination de la rigidité transversale du poteau testé : a) selon l'axe fort (essai 3) ; b) selon l'axe faible (essai 4).

On remarque que la rigidité du modèle *Abaqus* prédit bien celle du poteau testé (-2,1% selon l'axe fort et +1,8% selon l'axe faible). Toutefois, les valeurs théoriques sont supérieures à celles obtenues en laboratoire et celles du modèle *Abaqus* car on n'a pas tenu compte des effets $P-\delta$ et $P-\Delta$ dans les équations théoriques. Les rigidités transversales et rotationnelles d'une poutre sont réduites en présence d'une charge axiale de compression et il est possible d'estimer l'effet de la charge axiale de compression sur les rigidités d'une poutre en utilisant la méthode des rotations. Les coefficients de rigidité d'une poutre qui ont été présentés à la figure 5-35 sont données pour la méthode des rotations à la figure 5-37.

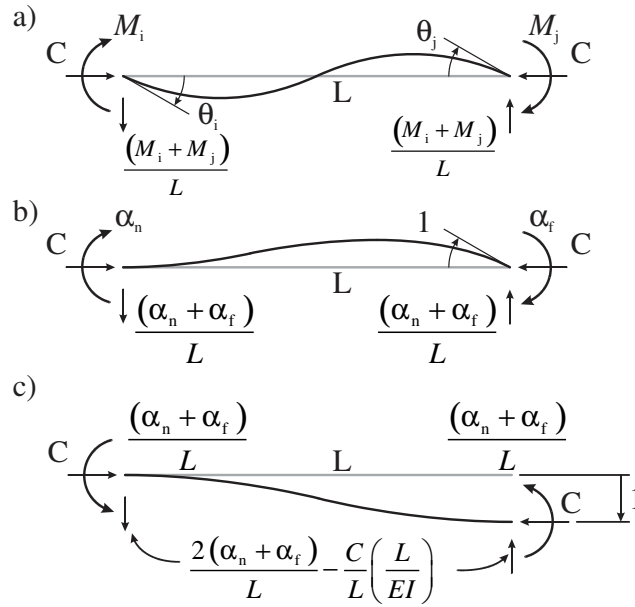


Figure 5-37 : Coefficients d'une poutre de la méthode des rotations : a) sens positif des efforts ; b) rotation unitaire à l'appui 2 ; c) déplacement transversal unitaire de l'appui 2.

Dans la figure 5-37, les paramètres α_n et α_f sont appelés les fonctions de stabilité et sont calculées comme suit :

$$\alpha_n = \frac{\phi_n}{\phi_n^2 - \phi_f^2} \quad (5-6)$$

$$\alpha_f = \frac{\phi_f}{\phi_n^2 - \phi_f^2} \quad (5-7)$$

Dans ces équations, ϕ_n et ϕ_f sont des paramètres qui sont calculés avec les équations suivantes :

$$\phi_n = \frac{1}{(kL)^2} \left[1 - \frac{kL}{\tan(kL)} \right] \text{ où } kL = \pi \sqrt{\frac{C}{C_{cr}}} = \pi \sqrt{\frac{CL}{\pi^2 EI}} = L \sqrt{\frac{C}{EI}} \quad (5-8)$$

$$\phi_f = \frac{1}{(kL)^2} \left[\frac{kL}{\sin(kL)} - 1 \right] \quad (5-9)$$

où C est l'effort axial de compression, EI est la rigidité en torsion, L est la longueur de la colonne et kL est un facteur tenant compte des différentes charges de flambement. En utilisant la méthode des rotations, on détermine les rigidités transversales des spécimens de colonne en multipliant

l'effort tranchant par EI/L . Tous calculs faits, on obtient une rigidité transversale théorique de 5,05 kN/mm (-21,6% de la valeur théorique sans les effets $P-\delta$ et $P-\Delta$) selon l'axe fort et de 0,871 kN/mm (-58,9% de la valeur théorique sans les effets $P-\delta$ et $P-\Delta$) selon l'axe faible, respectivement. On note que la charge axiale réduit significativement les rigidités transversales de la colonne comparativement aux rigidités théoriques sans l'effet des non-linéarités géométriques. En tenant compte des non-linéarités géométriques, les prédictions du modèle *Abaqus* sont plus près des rigidités transversales théoriques. Les rigidités transversales sont toutefois supérieures aux valeurs de l'expérimentation et du modèle *Abaqus*. En observant la figure 5-20 et la figure 5-26, on remarque que des déformations inélastiques ont été induites aux extrémités de la colonne dès l'application du déplacement latéral au sommet, ce qui peut conduire à des rigidités transversales et rotationnelles plus faibles.

Tableau 5-1: Rigidités des spécimens de colonne testée comparées à celles du modèle *Abaqus* et celles théoriques (sans et avec l'effet des non-linéarités géométriques).

Rigidité	Expérimentale	Modélisation	Théorique*	Théorique**
Axiale (kN/mm)	651	653	657	657
Latérale (axe fort) (kN/mm)	4,73	4,63	6,44	5,05
Latérale (axe faible) (kN/mm)	0,822	0,837	2,12	0,871
Rotationnelle (axe fort) (kN·m/rad)	29791	29312	34364	31818
Rotationnelle (axe faible) (kN·m/rad)	8653	8721	11250	8893
*Sans l'effet des non-linéarités géométriques;				
** Avec l'effet des non-linéarités géométriques.				

Tout comme pour les rigidités latérales, les rigidités rotationnelles ($4EI/L$) sont calculées selon les deux axes principaux de la section d'acier au sommet et proviennent des résultats des essais 3 et 4. Les rigidités des essais et des modélisations sont également affectées par la présence de la charge axiale comme on peut le constater avec les valeurs théoriques sans et avec l'effet des non-linéarités géométriques. Les rigidités rotationnelles expérimentales ont été déterminées dans le premier demi-cycle du protocole de rotation suivant l'application du déplacement latéral. Les prédictions

du modèle *Abaqus* correspondent bien aux valeurs expérimentales (-1,6% selon l'axe fort et +0,8% selon l'axe faible).

5.7 Discussion

Ce chapitre est la conclusion de la première phase du projet qui visait à étudier le comportement de colonnes d'acier soumises à différents chargements. Dans le but de comparer les résultats expérimentaux, trois modélisations utilisant deux logiciels d'éléments finis ont été élaborées. Les différents paramètres des matériaux ont été calibrés sur les éprouvettes de traction d'un échantillon de poteau et des éprouvettes cycliques. D'autres paramètres influençant le comportement d'un poteau tels les défauts de rectitude, les contraintes résiduelles et les dimensions de la colonne ont été prises en compte dans ces modélisations.

La première observation globale de ce chapitre concerne la précision des simulations numériques. Bien que des différences aient été constatées, la prédiction des efforts et des déplacements est généralement très bonne. Pour le premier essai, tous les résultats superposent bien les mesures expérimentales. Le second essai présentait quelques différences dans le régime post-flambement, car l'articulation supposée au sommet de la colonne n'était pas complètement libre durant l'essai. Un ressort en rotation a été ajouté au modèle pour reproduire l'effet de cette restrainte. Lors des deux derniers essais, le flambement de la colonne s'est manifesté plus rapidement dans les modélisations. La dégradation de la résistance axiale due aux déformations de flexion et au voilement local dans la colonne était bien prédite dans l'essai 3, mais elle est survenue plus tôt dans les modèles, dès les premiers cycles inélastiques, dans l'essai 4. Les déplacements verticaux et latéraux étaient toutefois bien prédits. Finalement, pour les quatre essais, le type de flambement obtenu en laboratoire a été le même pour toutes les modélisations. À noter que le logiciel *OpenSees* n'avait pas été utilisé dans l'essai 3 puisqu'un flambement en flexion-torsion était anticipé et que ce logiciel ne peut pas simuler ce type d'instabilité.

Du côté des lectures des jauges, les simulations numériques ont prédit de façon raisonnable les déformations qui ont été mesurées. Dans l'essai 4, on observait des différences entre les simulations et l'essai ou entre les jauges d'un même côté alors que le protocole utilisé devait imposer des sollicitations symétriques. Dans l'ensemble, les tendances des déformations prédites par les différentes modélisations étaient semblables à celles des mesures expérimentales. Le voilement

local observé lors du flambement se manifestait sur les lectures des jauges par un décalage prononcé des lectures sur une paire de jauges sur une même paroi.

Pour tous les essais excepté le second, l'effet combiné de l'effort axial et du moment fléchissant selon l'axe de sollicitation a été présenté. Les résultats ont démontré qu'un poteau W250x101 de 4 m est en mesure de résister à une combinaison d'efforts excédant les limites prédites par les équations d'interaction des normes canadienne et américaine. Par exemple, lors du dernier essai, la colonne a offert une résistance en flexion autour de l'axe faible égale au moment plastique de la section M_{py} alors qu'elle supportait un effort axial de compression égal à 80% de l'effort maximum $C_y = AF_y$. Selon la norme canadienne, la colonne ne peut supporter le moment plastique M_{py} que sous une charge axiale de $0,4AF_y$. Dans l'essai 1, la colonne a pu résister à un moment fléchissant de $0,3M_{py}$ combiné à la charge axiale maximale C_y . Selon les équations d'interactions canadienne et américaine, la colonne ne devrait pas pouvoir supporter de moment sous cette charge axiale. Les prédictions des deux normes étaient aussi du côté de la sécurité pour l'essai 3.

Dans le système de chargement à six degrés de liberté, on a observé du frottement dès le premier essai. Ce phénomène est non négligeable car il a donné lieu à une charge de flambement supérieure à AF_y lors de l'essai 1. Le retrait de cette force surabondante a permis d'améliorer la prédiction des simulations. Lors du second essai, le frottement a joué un rôle déterminant puisque la condition de retenue au sommet du poteau a été modifiée. Les rotations au sommet devaient être libres de se produire et une charge de flambement inférieure au premier essai était anticipée. Toutefois, cette charge s'est révélée similaire à celle du premier essai. Bien que des rotations ont été enregistrées au sommet après le flambement, la condition d'appui au sommet était proche d'un encastrement au moment du flambement. Pour les essais 3 et 4, le frottement a produit des moments de flexion de l'ordre de $0,25M_{px}$ et de $0,49M_{py}$ au sommet de la colonne, respectivement, lors des cycles de rotation.

À la suite des essais, on a vérifié par des analyses et des mesures de déformations expérimentales le coefficient de longueur effective des spécimens de colonne dans le montage d'essais. En utilisant la théorie élastique de la stabilité avec un modèle *Abaqus* complet comprenant le système de chargement, la colonne d'acier ainsi que la dalle de béton, on a déterminé un coefficient de longueur effective K de 0,53. La valeur théorique de ce coefficient est de 0,5 pour un poteau doublement encasté. Avec un modèle *OpenSees*, on a déterminé la charge de flambement

inélastique d'une colonne pour laquelle on avait simulé un coefficient de longueur effective égal à 0,53 avec des ressorts rotationnels aux extrémités. Les résultats ont démontré que la charge de flambement n'était pas supérieure à celle obtenue avec des encastremements parfaits ($K = 0,5$). On a donc conclu que les colonnes testées dans le montage expérimental pouvaient être considérées comme doublement encastrees.

Finalement, on a calculé les rigidités axiale, transversale et rotationnelle des poteaux testés et comparé ces valeurs aux valeurs théoriques et celles obtenues des modèles *Abaqus*. Pour tous les essais, la rigidité axiale des colonnes était très bien prédite. Par contre, à cause des déformations inélastiques induites dans la colonne suite au déplacement latéral au sommet dans les essais 3 et 4, les rigidités transversales et rotationnelles expérimentales et du modèle *Abaqus* étaient plus faibles que les rigidités théoriques. Dans le calcul des rigidités transversales et rotationnelles théoriques, on tenait compte des non-linéarités géométriques (les effets $P-\delta$ et $P-\Delta$) mais on négligeait les déformations de cisaillement.

CHAPITRE 6 CONCEPTION DES CONTREVENTEMENTS CONCENTRIQUES À SEGMENTS MULTIPLES COMBINÉS AUX POTEAUX GRAVITAIRES AVEC LA MÉTHODE DES FORCES

On présente dans ce chapitre la seconde phase du projet qui consiste en l'analyse des systèmes de reprise de charges latérales composés de contreventements concentriques en treillis à segments multiples (CCSM) combinés aux poteaux gravitaires. Le bâtiment à l'étude est présenté ainsi que les charges structurales utilisées dans la conception. Par la suite, on détaille le calcul de la force sismique équivalente basée sur le code national du bâtiment 2015. On présente ensuite un exemple de dimensionnement d'un CCSM avec les exigences actuelles de la norme CSA S16-14. À la suite de l'exemple, on élabore une nouvelle méthode de conception plus rigoureuse et l'on reprend l'exemple de dimensionnement avec la nouvelle méthode de conception. On compare finalement les résultats obtenus entre la nouvelle méthode de conception et la méthode S16-14.

6.1 Bâtiment à l'étude

Chacun des différents systèmes de reprise de charge latérale pouvant être employés dans un bâtiment présente des caractéristiques particulières. Dans le cas des bâtiments avec des CCSM, les colonnes sont généralement situées en périphérie de l'ouvrage afin de maximiser l'espace libre sous le toit. Un système de fermes, de poutrelles et de poutres sert à transférer les charges de gravité provenant du toit jusqu'aux différents poteaux pour ensuite être transmises au sol porteur par les fondations. Un bâtiment de ce type a été retenu pour l'étude et la géométrie adoptée est montrée à la figure 6-1. Comme illustré, les CCSM sont disposés de façon symétrique sur les murs extérieurs du bâtiment pour reprendre les effets des séismes dans chaque direction. Les dimensions choisies représentent celles couramment utilisées en pratique. On se limitera à la conception de la structure pour les charges sismiques agissant dans la direction parallèle aux murs de 90 m de longueur. Le CCSM et les colonnes gravitaires à l'étude sont ceux qui sont encadrés dans la figure 6-1. La hauteur du bâtiment sera ajustée selon le nombre de segments et la géométrie du CCSM.

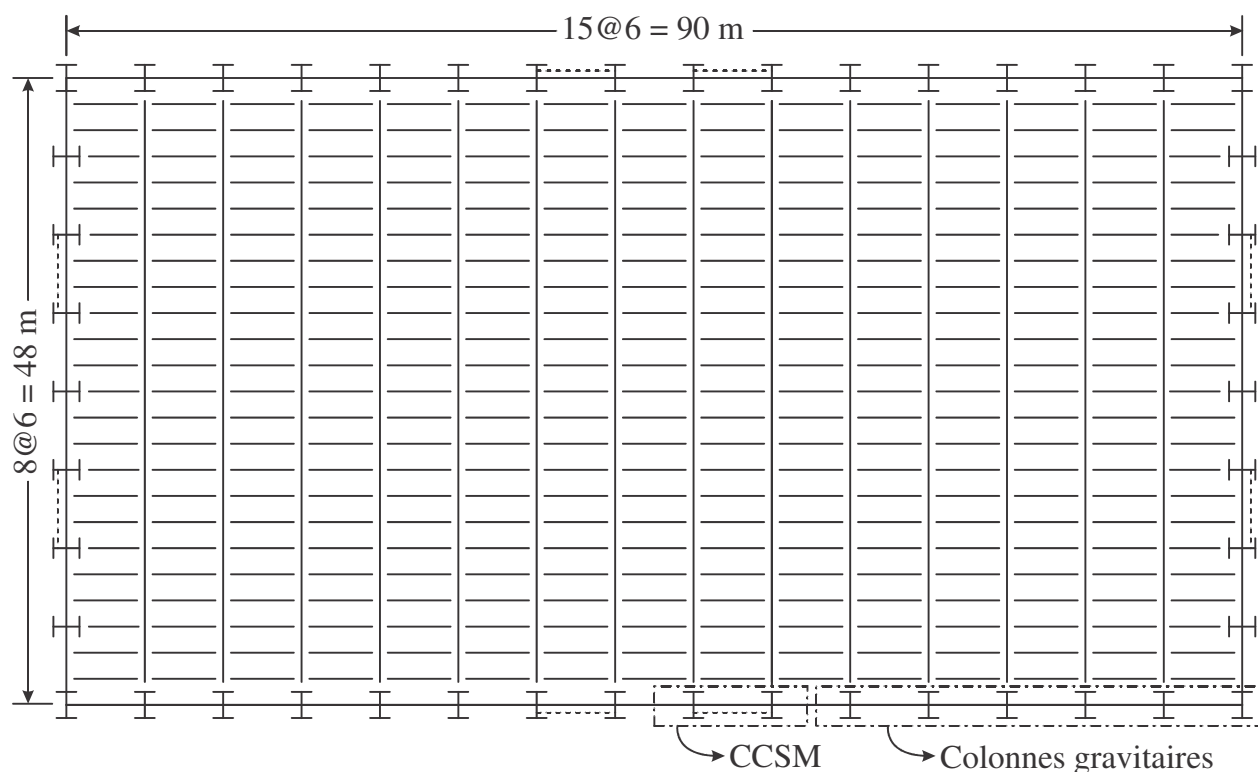


Figure 6-1: Dimensions du bâtiment à l'étude.

En plus des effets sismiques, les sollicitations à considérer sont celles dues à la charge morte, la neige et le vent. Ces différentes charges sont présentées dans cette section pour Montréal et Vancouver, les deux localisations à l'étude. La charge morte du toit représente 1,2 kPa, ce qui comprend le poids de la toiture (membrane d'étanchéité et isolation thermique), du tablier métallique et des éléments structuraux (fermes, poutres et poutrelles). La seconde charge spécifiée, S , est celle due à l'accumulation de la neige et de la pluie sur le toit. On la calcule à l'aide de l'équation :

$$S = I_s \left[S_s (C_b C_w C_s C_a) + S_r \right] \quad (6-1)$$

où, selon le CNBC 2010, I_s est un facteur d'importance associé à la catégorie de risque du bâtiment, S_s est la charge de neige au sol susceptible d'être égalée ou dépassée une fois en 50 ans, en kPa, C_b est le coefficient de charge de neige sur le toit, C_w est le coefficient d'exposition au vent, C_s est le coefficient de pente, C_a est le coefficient de forme et S_r est la charge due à la pluie susceptible d'être égalée ou dépassée une fois en 50 ans, en kPa, sans dépasser $S_s(C_b C_w C_s C_a)$. Le bâtiment

étudié est d'importance normale, ce qui donne $I_s = 1,0$ pour les états limites ultimes. Le facteur $C_b = 0,8$ puisque l'aire du toit n'est pas considérée importante, C_w est pris égal à 1,0 pour refléter les conditions d'exposition normales attendues, bien qu'il pourrait être réduit à 0,75 afin de diminuer la charge de neige, $C_s = 1,0$ puisque le toit ne comporte pas de pentes et $C_a = 1,0$ puisque la toiture n'est pas en contrebas d'une toiture plus élevée. Les paramètres S_s et S_r sont respectivement égaux à 2,6 et 0,4 kPa pour Montréal et de 1,8 et 0,2 kPa pour Vancouver. La surcharge de neige est ensuite multipliée par l'aire tributaire du poteau étudié ainsi que par le facteur de pondération spécifié pour la combinaison d'efforts considérée.

De façon semblable, la pression extérieure due au vent se calcule selon l'équation :

$$p = I_w q C_e C_{ge} C_{pe} \quad (6-2)$$

Selon le CNBC 2010, p est la pression extérieure, s'exerçant de façon statique et dans une direction normale à la surface considérée, I_w est le coefficient de risque pour la charge du vent, q est la pression dynamique de référence basée sur une période de retour de 50 ans, C_e est le coefficient d'exposition, C_{ge} est le coefficient de rafale et C_{pe} est le coefficient de pression extérieure calculé d'après la moyenne des valeurs sur la surface considérée. Le paramètre $I_w = 1,0$ puisqu'il est l'équivalent de I_s , C_e est pris égal au maximum entre 0,9 et $(h/10)^{0,2}$ où h est la hauteur totale du bâtiment puisque le terrain est considéré à découvert. Les coefficients C_{ge} et C_{pe} varient selon la surface du bâtiment étudié. Pour la flexion des poteaux, on utilise $C_{ge} = 2,0$ et $C_{pe} = 1,0$, soit les valeurs maximums recommandées dans le CNBC pour les pressions sur les murs utilisées pour vérifier les éléments structuraux principaux d'une structure. La valeur de q est prise égale à 0,42 kPa pour Montréal et 0,45 kPa pour Vancouver. Dans les CCSM, la charge de vent est transférée du parement extérieur à la structure d'acier par des connecteurs localisés au niveau des bielles et des poutres.

6.2 Détermination de la force sismique équivalente

La prise en compte des effets des séismes est sans contredit un défi pour l'ingénieur. En effet, les séismes produisent des mouvements à la surface du sol qui peuvent affecter les structures. Que les séismes attendus soient de magnitude faible ou élevée, il est du devoir de l'ingénieur de s'assurer que les bâtiments puissent résister à leurs effets et ainsi protéger la vie des occupants. Au Canada, Vancouver est situé dans une zone à sismicité élevée en raison de la proximité de jonctions entre

la plaque tectonique du Pacifique, la plaque Juan de Fuca et la plaque de l'Amérique du Nord. Bien que la sismicité de Vancouver soit bien définie, il en est autrement à Montréal. L'origine des séismes pouvant affecter cette ville est aujourd'hui encore mal connue. Néanmoins, peu importe où ils se produisent, les séismes prévus dans une même zone présentent des similitudes. En particulier, le contenu fréquentiel des séismes dans l'est du Canada tend vers les hautes fréquences alors que l'énergie des séismes dans l'Ouest canadien est concentrée dans des fréquences plus basses. Les bâtiments de faible hauteur, qui sont plus rigides et, par conséquent, ont des périodes de vibration relativement plus courtes, sont donc plus à risque à Montréal qu'à Vancouver.

Depuis 1940, les éditions du code national du bâtiment canadien proposent des exigences aux ingénieurs pour concevoir des bâtiments résistant aux séismes. À chaque nouvelle édition du CNBC, les exigences pour la résistance aux séismes sont modifiées afin de refléter les études plus récentes réalisées par les scientifiques dans le domaine. Dans le projet présenté ici, les efforts dans la structure sont calculés selon les recommandations du code national du bâtiment 2010, mais le calcul des charges sismiques est basé sur la nouvelle version 2015 qui comporte plusieurs changements quant aux charges sismiques.

La première étape dans le calcul de la force sismique est de déterminer la méthode d'analyse à utiliser. Dans le code, on retrouve deux méthodes d'analyses : la méthode d'analyse dynamique et la méthode de la force statique équivalente. La seconde méthode est permise pour les bâtiments comme celui étudié ici. En effet, selon le CNBC, la méthode peut être retenue si la structure est régulière, que sa hauteur soit inférieure à 60 mètres et que la période latérale du mode fondamentale, T_a , soit inférieure à 2 secondes dans chacune des deux directions orthogonales. Pour les bâtiments à l'étude dans ce projet, ces trois critères sont toujours respectés. La méthode de la force statique équivalente est aussi celle qui est privilégiée en raison de sa simplicité et parce qu'elle ne requiert pas de logiciel d'analyse pour déterminer la force sismique. On notera que pour les bâtiments à l'étude dans ce projet, les deux méthodes donnent des charges sismiques semblables puisque la structure n'a qu'un seul degré de liberté pour caractériser son comportement sous des charges latérales.

La force statique équivalente est calculée à l'aide de l'équation suivante :

$$V = \frac{S(T_a)M_v I_E W}{R_d R_o} \quad (6-3)$$

La force V obtenue de l'équation (6-3) ne peut cependant être inférieure à la force V_{\min} donnée par :

$$V_{\min} = \frac{S(2,0)M_v I_E W}{R_d R_o} \quad (6-4)$$

Cependant, on permet dans le CNBC de limiter la force V à la valeur de V_{\max} ci-dessous :

$$V_{\max} = \max \left(\frac{2}{3} \frac{S(0,2)I_E W}{R_d R_o}; \frac{S(0,5)I_E W}{R_d R_o} \right) \quad (6-5)$$

Dans ces équations, V est la charge sismique statique, S est l'accélération provenant du spectre de réponse pour la période fondamentale T_a , M_v est le facteur tenant compte de l'effet des modes supérieur sur le cisaillement à la base, I_E est le coefficient de risque parasismique de l'ouvrage, W est le poids sismique du bâtiment, R_d est le coefficient de modification de force liée à la ductilité reflétant la capacité d'une structure à disperser l'énergie par comportement non linéaire et R_o est le coefficient de modification de force liée à la surrésistance tenant compte de la partie assurée de la résistance en réserve d'une structure. Le paramètre influençant le plus la valeur du cisaillement à la base dans ces équations est le spectre de réponse qui dépend du site où le bâtiment est conçu. La figure 6-2 présente les spectres de dimensionnement, S , pour Montréal et Vancouver.

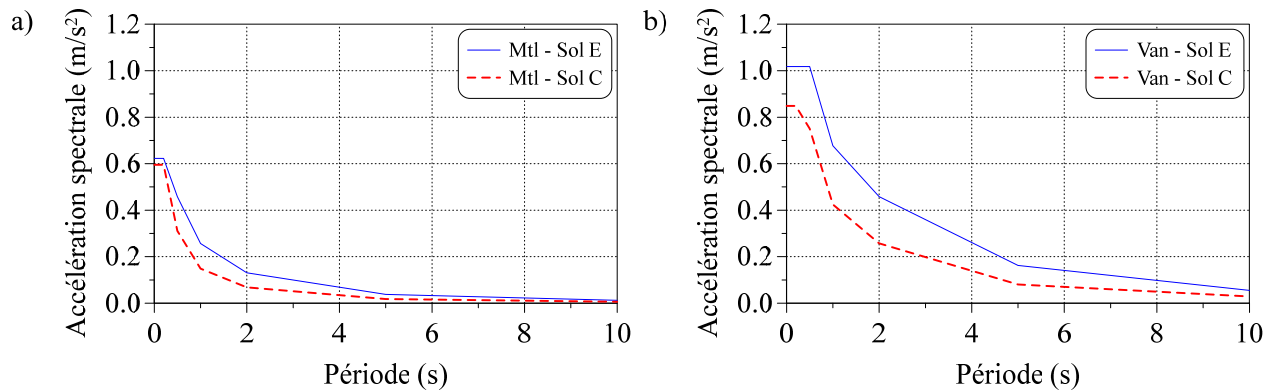


Figure 6-2: Spectres de dimensionnement pour les deux localisations à l'étude selon le CNBC 2015 : a) Montréal ; b) Vancouver.

La figure 6-2 donne le spectre pour deux types de sols. Un sol de catégorie C est caractérisé par un sol très dense et des roches tendres pour lesquels la vitesse moyenne des ondes de cisaillement sur le premier 30 m de profondeur varie entre 360 et 760 m/s. Un sol de type E est un sol meuble avec

une vitesse moyenne des ondes de cisaillement inférieure à 180 m/s. Telle que présentée dans la figure 6-2, pour les deux sites considérés, l'accélération spectrale dans un sol de type E est plus élevée en raison de l'amplification des mouvements sismiques dans un sol mou. Un bâtiment conçu sur ce type de sol sera donc davantage sollicité qu'un même bâtiment sur un sol C pour un même séisme. Comme mentionné antérieurement, Vancouver est dans une zone ayant une plus grande sismicité que Montréal ce qui donne lieu aux valeurs d'accélération spectrale plus élevées sur la figure 6-2. Les spectres montrés sur la figure 6-2 sont ceux qui seront utilisés dans le cadre de cette maîtrise.

L'autre paramètre qui doit être défini est le coefficient des modes supérieurs, M_v . Dans un bâtiment multi-étagé conventionnel, le déplacement latéral de chaque étage représente un degré de liberté dynamique. Lorsque ce bâtiment se déforme sous des charges latérales, la déformée augmente généralement sur la hauteur de la structure, ce qui correspond essentiellement à la déformée du mode fondamental de vibration de la structure. Toutefois, sous de hautes fréquences, les masses de chaque étage peuvent osciller selon d'autres modes de vibration qui sont appelés modes supérieurs. Le facteur M_v dans les équations (6-3) et (6-4) a été introduit pour tenir compte des effets de ces modes supérieurs. Le bâtiment à l'étude n'a qu'un seul étage, donc aucun mode supérieur ne peut se développer. On pose donc le coefficient M_v égal à 1,0.

La période fondamentale, T_a , est initialement approximée par l'équation empirique donnée dans le CNBC :

$$T_a = 0,025h \quad (6-6)$$

où h est la hauteur du bâtiment en mètres. Le code permet d'utiliser une période obtenue d'une analyse dynamique, mais la période à utiliser pour déterminer le spectre S doit être inférieure à $0,05h$, soit deux fois la valeur de l'équation empirique. Une augmentation de la période signifie une diminution du cisaillement à la base. L'estimation de la période de départ pour le calcul de V est donc posée égale à la limite supérieure $0,05h$. Lorsque tous les éléments structuraux du bâtiment sont conçus, on vérifiera que la période réelle est plus longue que cette limite. Pour la structure étudiée, on peut calculer la période réelle, $T_{réelle}$, à l'aide de l'équation :

$$T_{réelle} = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \quad (6-7)$$

où m est la masse totale du bâtiment et k est la rigidité latérale totale du bâtiment déterminée à l'aide d'une méthode statique élastique. Si la valeur de $T_{réelle}$ est inférieure à la valeur supposée de $0,05h$, le dimensionnement est repris avec la période $T_{réelle}$.

Le CNBC exige de tenir compte de la torsion accidentelle créée par une excentricité égale à 10% de la dimension du bâtiment dans la direction perpendiculaire à la charge sismique, D_n , tel que montré sur la figure 6-3. Le centre de masse et le centre de rigidité sont tous les deux localisés au centre du bâtiment puisque les contreventements, la géométrie et la masse du bâtiment sont symétriques. Toutefois, la position des centres de masse et de rotation peut être différente de la valeur théorique en raison de variations possibles dans la distribution de la masse ou de la rigidité de la structure. Il se peut ainsi que les centres de masse et de rotation se déplacent durant un séisme et donc de modifier la distribution de la force sismique. Pour pallier ce problème, la force sismique est décalée d'une amplitude de 10% de la dimension D_n . Les CCSM sur un des deux côtés du bâtiment sont alors davantage sollicités. En plus de cette torsion, on exige dans l'article 27.1.8 de la norme CSA S16 d'ajouter à la charge sismique une charge horizontale fictive, N_x , correspondant à 0,5% de la charge de gravité concomitante. Cette charge simule l'effet d'un défaut de verticalité de la structure.

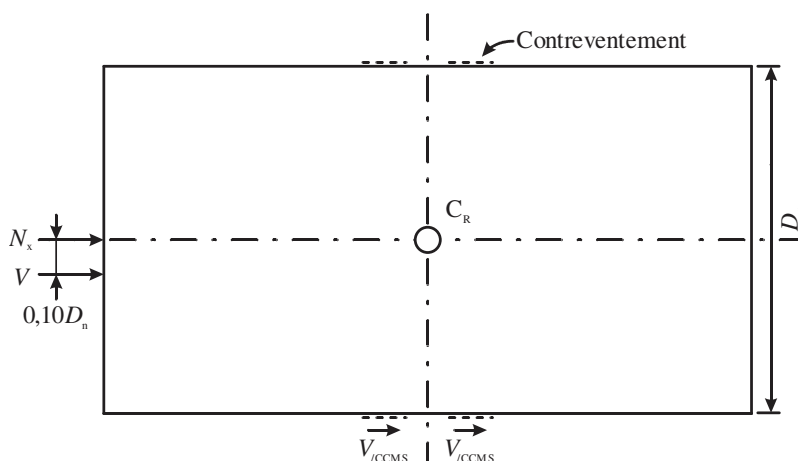


Figure 6-3: Prise en compte de la torsion accidentelle et de la charge horizontale fictive.

Dans les bâtiments comme ceux étudiés ici, on utilise habituellement un diaphragme de toit en acier pour reprendre les charges horizontales au niveau du toit et les redistribuer aux CCSM. Ces diaphragmes sont généralement trop flexibles dans leur plan pour mobiliser les CCSM placés dans

les murs perpendiculaires à la direction de la charge sismique dans la résistance au couple de torsion. Par conséquent, on considère habituellement que la charge excentrée est reprise entièrement par les CCSM placés dans les murs du bâtiment parallèles à la charge sismique. La force latérale totale dans les deux CCSM dans le mur placé du côté de l'excentricité est alors donnée par :

$$V_{\text{CCSM}} = \frac{(0,5 + 0,1)V + 0,5N_x}{2} \text{ où } N_x = 0,005C_f \quad (6-8)$$

Dans cette équation, V est l'effort sismique, N_x est la charge horizontale fictive et C_f est la charge de gravité pondérée de tout l'étage considéré, ici le toit. Cette charge est calculée selon $D + 0,25S$ de la combinaison $D + E + 0,5L + 0,25S$. Le terme 0,1 représente l'effet de l'excentricité accidentelle minimum imposée par le CNBC. De plus, on demande dans le CNBC et la norme CSA S16 de prendre en compte les effets P-Delta par le biais du facteur U_2 donné par l'équation (2-8). Dans le CNBC, on permet cependant de négliger les effets P-Delta lorsque le facteur U_2 est inférieur à 1,1.

6.3 Exemple de conception basé sur la norme CSA S16-14

Dans ce qui suit, on présente un exemple de dimensionnement réalisé sur un bâtiment typique d'une hauteur de 16 mètres comportant un CCSM à trois segments (CC3S). L'exemple se base sur les exigences et recommandations de la norme CSA S16-14 en ce qui a trait aux CCSM. On nomme cette méthode la méthode S16-14. Afin de simplifier l'exemple, la conception des éléments structuraux a été réalisée et on présente que les résultats obtenus de la dernière itération. Ce bâtiment, situé à Vancouver, est localisé sur un sol de catégorie E. Les encadrés de la figure 6-1 font référence au CCSM et aux colonnes gravitaires étudiés dans cette section. La géométrie du CC3S est donnée à la figure 6-4. Les colonnes sur le mur extérieur sont espacées de 6 mètres et on suppose qu'elles sont articulées à leur base. La structure comporte 6 colonnes gravitaires placées entre le CCSM et l'extrémité du bâtiment (voir figure 6-1). Les colonnes gravitaires sont reliées aux colonnes du CCSM par des lisses horizontales placées à la même hauteur que les bielles du CC3S. Au niveau du toit, les colonnes sont aussi reliées entre elles par la poutre de rive du toit.

On a adopté une catégorie de CCSM à ductilité modérée (Type MD) avec diagonales travaillant en traction et en compression pour le CC3S. Pour rappel, les paramètres R_d et R_o pour cette catégorie valent respectivement 3,0 et 1,3. Le poids sismique total de l'ouvrage est $W = 9605$ kN. La valeur

maximale permise pour la période fondamentale est : $T_a = 0,05 \times 16 = 0,80$ s. La période de l'itération précédente à celle de la solution finale est de 0,70 s. La charge sismique doit être calculée pour cette période qui est inférieure à la limite de 0,80 s imposée par le CNBC. Pour cette période, $S(0,70) = 0,88$ g. La force V de l'équation (6-3) est égale à 2178 kN et la charge horizontale fictive N_x est égale à 34,8 kN ($P_f = 6955$ kN). Avec ces valeurs, la force sismique latérale transmise dans chaque CC3S d'un même côté est calculée selon l'équation (6-8) et est égale à $V_{CCSM} = 662$ kN.

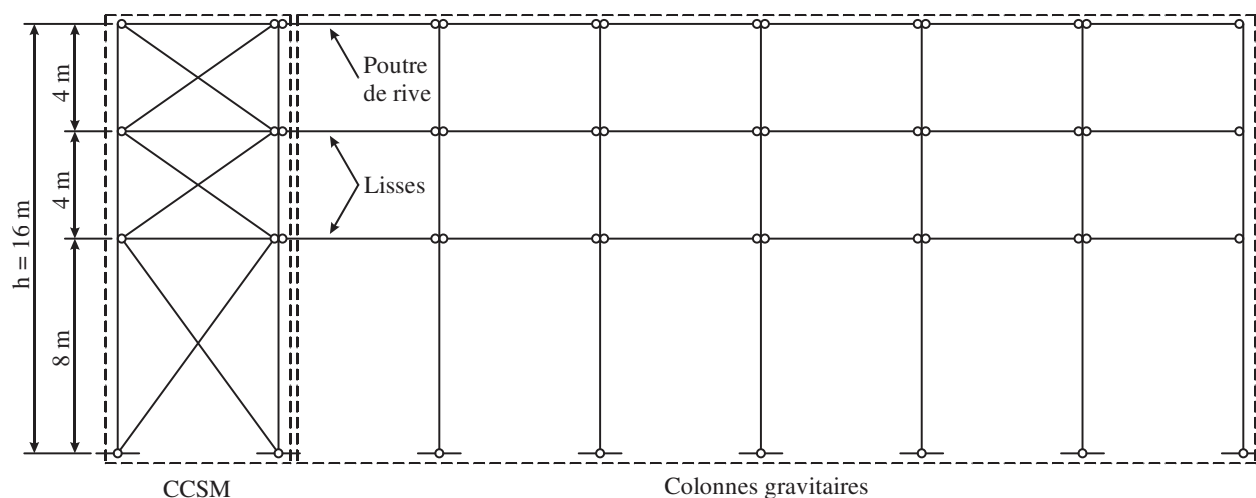


Figure 6-4: Géométrie du CC3S incluant les colonnes gravitaires tributaires.

Selon la géométrie du CC3S, l'aire tributaire de chaque colonne au niveau du toit est de 144 m^2 . Les charges de neige et de vent sont respectivement de 1,64 kPa et 0,989 kPa. Dans les sections qui suivent, on présente les détails du calcul pour la conception de tous les éléments structuraux du CC3S et les colonnes gravitaires. Une vérification avec le logiciel SAP2000 est finalement réalisée pour comparer les efforts anticipés.

La géométrie du bâtiment à l'étude dans ce projet de maîtrise en est un parmi tant d'autres dans lequel les colonnes gravitaires sont disposées à la suite d'un CC3S et dont le SRCL est composé d'un seul CC3S. Cette géométrie est simple et facile à analyser mais il se pourrait que des contraintes architecturales favorisent une configuration comme celle présentée à la figure 6-5. Dans cette configuration, on retrouve des colonnes gravitaires de part et d'autre d'un SRCL composé de deux CC3S. La conception d'un tel système n'est pas différente à celle présentée dans ce mémoire. Par contre, pour simplifier l'analyse du CC3S, il serait préférable d'utiliser la méthode de rigidité avec un logiciel d'analyse.

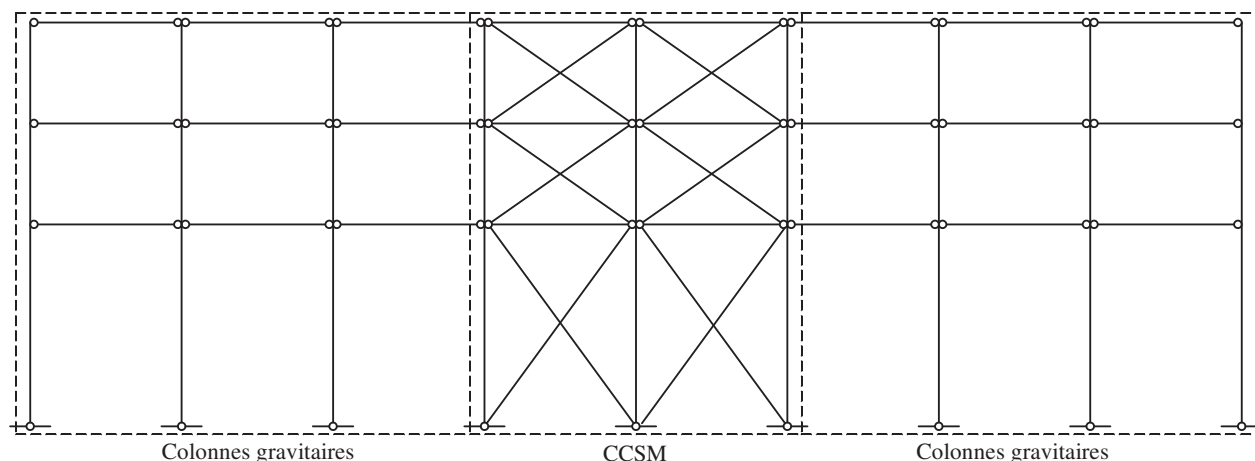


Figure 6-5: Géométrie d'un CC3S comportant des colonnes gravitaires de part et d'autre d'un SRCL composé de deux CCSM.

6.3.1 Dimensionnement des diagonales

Les diagonales sont dimensionnées pour résister à la force sismique totale de 662 kN. Dans un domaine élastique, les diagonales du segment inférieur reprennent $662 / (2\cos(\theta)) = 552$ kN. Pour les deux segments supérieurs, cette force est réduite à 398 kN due à la géométrie qui est différente. À ces forces, il faut additionner la composante de la charge gravitaire de la combinaison 1,0D + 1,0E + 0,25S qui est transférée directement dans les diagonales. Cette composante dépend de la géométrie et de la rigidité axiale des éléments et le calcul est donc itératif. Pour les sections finales retenues pour les membrures du CCSM, cette composante produit un effort de 12,5 kN dans les diagonales du segment inférieur et de 2,9 kN pour les deux autres segments. Les efforts pondérés de conception sont donc de 564 kN et 401 kN pour le premier et les deux autres segments. Dans les deux cas, la section la plus économique a été choisie dans la base de données des profilés HSS conformes à la norme ASTM A500 grade C, $F_y = 345$ MPa. Dans le tableau 6-1, on résume les propriétés des diagonales calculées selon les équations de la section 2.2.2.

Tableau 6-1: Propriétés des diagonales choisies pour le CC3S.

Seg.	Profilé (HSS)	A (mm ²)	KL/r	b _e /t (lim)	C _r (kN)	C _u (kN)	C' _u (kN)	T _u (kN)	V _u (kN)	V' _u (kN)
2 et 3	114x114x6.4	2480	73,9	15,4 (17,6)	470	716	228	1141	1545	1139
1	140x140x7.9	3770	84,0	14,9 (17,6)	624	930	347	1734	1598	1249

En comparant la résistance horizontale probable en cisaillement de chacun des segments, $V_u = (C_u + T_u)\cos\theta$, on note que les segments supérieurs sont plus faibles et, donc, susceptibles de plastifier en premier. Par contre, la différence n'est que de 3,3% entre les deux valeurs de cisaillements probables (1598 vs 1545 kN). Comme mentionné au chapitre 2, lorsque cette différence est inférieure à 5%, on doit étudier les deux scénarios en raison de la possible variation de la limite élastique des diagonales afin de vérifier la stabilité du poteau lorsque les déformations inélastiques se développent dans le segment inférieur et dans le deuxième segment à partir du bas. Dans le but de simplifier l'exemple, on examinera uniquement le scénario critique tel que révélé par les valeurs de V_u du tableau 6-1, c'est-à-dire lorsque les déformations inélastiques se développent dans le deuxième segment.

La conception des composantes du CCSM autres que les diagonales doit être effectuée avec les efforts correspondant à la résistance probable des diagonales, donc les efforts induits par le cisaillement V_u . Cependant, la norme CSA S16 permet de limiter la force V_u à la force sismique calculée avec $R_d R_o = 1,3$. Selon la clause 27.1.8.1, cette force doit être majorée des effets P-Delta et des charges horizontales fictives. Pour cette structure, $V_{RdRo=1,3} = 1969$ kN et, par conséquent, excède le cisaillement ultime V_u des segments. C'est donc la force V_u qui contrôle. En plus de satisfaire la norme, ce résultat indique que le flambement en compression et la plastification en traction des diagonales du segment critique sont envisageables, ce qui peut entraîner des moments de flexion dans les poteaux du CCSM.

6.3.2 Dimensionnement des poteaux

Les poteaux doivent être conçus afin de demeurer stables sous les charges de gravité et les efforts induits par les diagonales qui atteignent leur résistance probable. Dans cette section, on présente les efforts de conception et les résistances basées sur la section 2.2.3 pour les poteaux du CCSM et

des colonnes gravitaires. Il est important de noter que les valeurs présentées dans cette section sont basées sur le choix final des sections d'acier. Les sections les plus économiques ont été conservées de la base de données ASTM A500 grade C, $F_y = 345$ MPa. N'ayant pas les coûts exacts des profilés d'acier, le critère d'économie est basé sur la quantité d'acier, donc l'aire des sections.

Dans la norme S16-14, on suggère de dimensionner les poteaux du CCSM pour les efforts causés par les déformations inélastiques qui se concentrent dans le segment critique. La plastification de la diagonale tendue est donc limitée à un seul segment. De plus, les efforts de la structure sont déterminés sans la contribution des colonnes gravitaires à la reprise des charges latérales. À la section 6.4, on présente une nouvelle méthode de conception qui permet la propagation de la plastification en traction dans plus d'un segment en plus de tirer avantage des colonnes gravitaires lorsqu'elles sont reliées au CCSM au moyen de lisses horizontales.

6.3.2.1 Dimensionnement des poteaux du CCSM

Les poteaux du CCSM sont les éléments structuraux les plus complexes à dimensionner. En plus de devoir répondre aux critères de stabilité établis par la norme CSA S16, le CNBC exige que les déplacements latéraux interétages demeurent inférieurs à $0,025h$ où h est la hauteur de l'étage. Dans un CCSM, puisqu'il n'y a qu'un étage, cette exigence est appliquée sur la hauteur du bâtiment. On peut déterminer le déplacement élastique au niveau du toit du CCSM par des équations simples. Deux composantes établissent le déplacement total soit les déformations axiales des diagonales et des poteaux. La première composante est nommée la déformation en cisaillement et la seconde la déformation en flexion. L'équation suivante donne la déformation provenant des diagonales, δ_{si} , dans un segment du CCSM :

$$\delta_{si} = \frac{V}{2E} \left(\frac{L_d^3}{L^2 A_d} \right) \quad (6-9)$$

où V est l'effort sismique élastique, E est le module élastique de l'acier, L_d est la longueur totale des diagonales, L est la distance entre les deux poteaux et A_d est l'aire de la section des diagonales. La déformation en flexion provient de la courbure des poteaux selon leurs déplacements axiaux. La courbure ϕ pour chacun des segments est donnée par :

$$\phi_i = \frac{C_{fi} L}{EI_i}; I_i = \frac{A_p L^2}{2} \quad (6-10)$$

où $C_{f,i}$ est l'effort axial dans les poteaux provenant de la charge sismique, L est la distance entre les poteaux, I_i est le moment d'inertie du CCSM et A_p est l'aire d'un poteau. À partir de la courbure du CCSM, la pente θ peut être calculée pour chaque segment :

$$\theta_{bi} = \theta_{bi-1} + \phi_i h_i \quad (6-11)$$

où θ_{bi-1} est la courbure du segment inférieur et h_i la hauteur du segment considéré. Finalement, la déformation en flexion des poteaux du CCSM δ_{bi} se calcul selon :

$$\delta_{bi} = \delta_{bi-1} + \theta_{bi-1} h_i + \frac{\phi_i h_i^2}{2} \quad (6-12)$$

Tous les termes de cette équation ont été expliqués dans les équations antérieures. La somme des composantes δ_{si} et δ_{bi} donne le déplacement élastique du segment considéré.

Les déplacements latéraux du CC3S résultant des déformations axiales des diagonales et des poteaux sont donnés dans le tableau 6-2. Le profilé le plus économique respectant tous les critères est un W690x265 de classe 1.

Tableau 6-2: Déplacements élastiques et inélastiques du CC3S sous les charges latérales.

Segment	δ_s (mm)	δ_b (mm)	$\delta_s + \delta_b$ (mm)	$R_d R_o (\delta_s + \delta_b)$ (mm)
3	6,95	2,69	9,64	37,6
2	6,95	2,34	9,29	36,2
1	12,2	2,08	14,3	55,7
Total	26,1	7,12	33,2	130

Dans ce bâtiment typique, les déformations proviennent essentiellement des déformations axiales des diagonales. Le déplacement horizontal anticipé au toit $R_d R_o \Delta_e$, incluant les déformations inélastiques, est de 130 mm, soit 0,81% de la hauteur totale de l'ouvrage. Ce déplacement est inférieur à la limite de $2,5\%h$ prescrite par le CNBC. À partir de ces déplacements, le facteur U_2 pour les effets P-Delta peut être calculé pour cette structure. L'effort axial transmis par le toit aux poteaux est de $144\text{m}^2 \times (1,0 \times 1,2\text{kPa} + 0,25 \times 1,64\text{kPa}) = 232\text{ kN}$. Le CC3S stabilise les deux colonnes du CC3S ainsi que les six colonnes gravitaires. La somme des efforts axiaux dans le calcul du facteur U_2 totalise $232 \times 8 = 1739\text{ kN}$. La rigidité latérale du CCSM est égale à $662\text{ kN}/33,2\text{ mm} =$

19,9 kN/mm. En utilisant l'équation (2-8), le paramètre U_2 est égal à 1,016. Comme cette valeur est inférieure à 1,1, le facteur U_2 peut être négligé dans la suite des calculs.

Les différentes résistances pondérées des poteaux du CC3S sont données dans le tableau 6-3. La résistance à la compression est plus faible selon l'axe fort que selon l'axe faible dans les segments 2 et 3 puisque le flambement sous la charge de compression selon l'axe fort se manifeste sur toute la hauteur du poteau. Pour les résistances aux efforts de flexion selon l'axe fort (M_{rx}), le segment inférieur est légèrement moins résistant que les segments supérieurs. Cette différence provient de la hauteur du premier segment qui est supérieure à la longueur non supportée maximale que peut offrir le profilé d'acier avant que ne survienne le déversement. Pour le cas à l'étude, les résistances à la flexion entre la combinaison avec l'effet des séismes et celle avec la charge de vent sont identiques. Toutefois, on pourrait observer des résistances à la flexion différentes pour d'autres bâtiments.

Tableau 6-3: Résistances des poteaux W690x265 du CC3S.

Segment	C_{rx} (kN)	C_{ex} (kN)	C_{ry} (kN)	C_{ey} (kN)	C_{rz} (kN)	M_{rx} (Seisme) (kN·m)	M_{rx} (Vent) (kN·m)	M_{ry} (kN·m)
3	8145	22515	8641	28498	9286	2900	2900	621
2			8641	28498	9286	2900	2900	
1			4708	7125	7136	2802	2802	

Dans le calcul des résistances à la flexion selon l'axe fort d'un profilé d'acier, différents paramètres sont requis. La distribution des moments ainsi que la longueur du segment de poteau considérée influencent directement la résistance de la section d'acier. Le tableau 6-4 présente ces paramètres et proviennent des équations présentées à la section 2.2.3.3. Les efforts de flexion dans le tableau 6-4 proviennent des résultats du tableau 6-6. À noter que la résistance à l'effort tranchant n'est pas présentée, car on suppose que ces efforts sont petits comparativement à la résistance.

Dans la combinaison avec l'effet des séismes, les moments de flexion selon l'axe fort, M_{fx} , sont causés par une charge horizontale au niveau des connexions poteau-bielle-diagonales lorsque le CC3S se déforme dans un régime inélastique. La variation des efforts de flexion dans les différents segments du poteau du CCSM est, par conséquent, linéaire. Le facteur d'amplification du moment de flexion, ω_2 , présent dans l'équation (2-12), est calculé selon l'équation (2-16). À noter qu'on

vérifie la stabilité des poteaux uniquement sous la combinaison avec l'effet des séismes, car les combinaisons avec la charge de vent ne sont pas dominantes pour ces poteaux.

Tableau 6-4: Paramètres utilisés dans le calcul de la résistance à la flexion selon l'axe fort des poteaux W690x265.

Seg.	M_{bas}	M_{haut}	κ	ω_2	M_{px}	M_u
3	189	0	0	1,75	3222	18451
2	254	189	-0,73	1,14	3222	11927
1	0	254	0	1,75	3222	5640

À l'aide des résistances du tableau 6-3, on peut vérifier l'adéquation des poteaux choisis pour les différents états limites ultimes. Toutefois, avant de présenter les résultats, on décrit la figure 6-6 afin d'expliquer les efforts pondérés pour deux stades du déplacement latéral. À noter que la réduction de 5% de la limite élastique probable de l'acier des diagonales dans le segment critique a été prise en compte dans la figure 6-6.

Les efforts pour le premier stade de déformation sont présentés à la figure 6-6a. Pour cette condition, on vérifie que les poteaux peuvent résister aux efforts axiaux produits par les charges de gravité et ceux induits par les diagonales atteignant leurs résistances probables C_u et T_u . Ces résistances sont atteintes lors du premier flambement des diagonales comprimées. Comme montré à la figure 6-6, le déplacement latéral du CC3S à ce stade est inférieur au déplacement anticipé $R_d R_o \Delta_e$ au toit. On suppose, pour cet état de déformations, qu'aucun effort de flexion ne se développe dans les poteaux. Les moments selon l'axe fort provenant de la charge horizontale hors plan de $2\% C_f$ ne sont pas présents puisqu'il est supposé que ces efforts se développent uniquement lorsque le segment critique est flambé. Pour cet exemple, le segment de poteau inférieur est le plus sollicité en compression avec un effort axial de 3447 kN. Cet effort correspond à 73% de la résistance à la compression de ce segment présenté dans le tableau 6-3 (4708 kN). Les poteaux du CCSM résistent adéquatement à l'effort axial maximal à ce stade du déplacement latéral. Dans la conception, on ne vérifie que les poteaux sous les charges axiales de compression, car les efforts de traction ne causent pas d'instabilité.

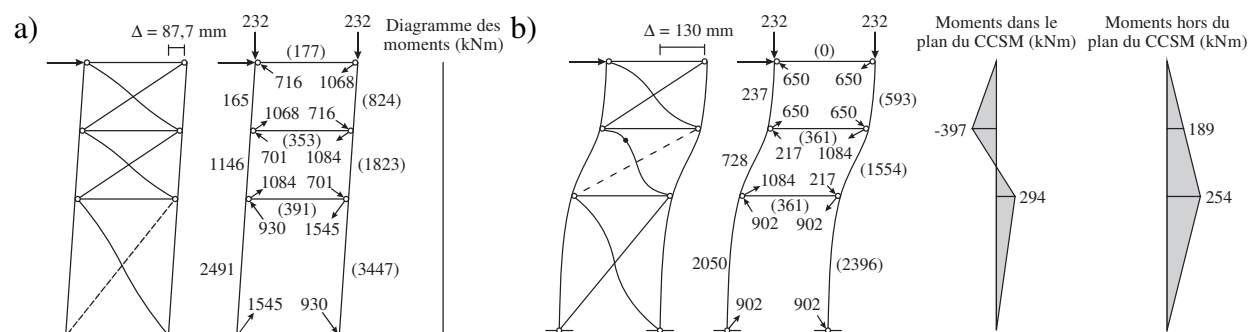


Figure 6-6: Efforts de dimensionnement du poteau W690x265 : a) au premier flambement des diagonales ; b) après la déformation inélastique de la diagonale tendue dans le segment critique.

Un segment est dit flambé lorsque de grandes déformations inélastiques se sont produites dans les diagonales tendues de ce segment. La diagonale comprimée de ce segment atteint alors le comportement post-flambement et sa résistance en compression est réduite de C_u à C'_u . C'est la situation qui est illustrée à la figure 6-6b. Le segment critique est le segment 2 et la diagonale comprimée dans ce segment est flambée et la diagonale tendue est plastifiée à cause des déformations inélastiques importantes qui sont anticipées dans ce segment. Un segment est dit plastifié lorsque les diagonales comprimée et tendue d'un segment atteignent leur résistance probable respective C_u et T_u . Dans les autres segments, l'effort axial dans les diagonales est calculé à partir du cisaillement des diagonales du segment critique (segment 2) en négligeant la contribution des poteaux du CCSM. De plus, on considère les moments de flexion selon l'axe fort produits par la charge hors plan représentant 2% de la charge axiale sous la connexion poteau-bielle-diagonales. Les moments de flexion pondérés selon l'axe faible (M_{fy}) sont déterminés à partir de la méthode des trois moments. Cette méthode se base sur les rotations aux joints et de la rigidité de la colonne. La figure 6-7 présente le principe de la méthode dans le calcul des moments dans le plan du CCSM (représenté par l'indice cc).

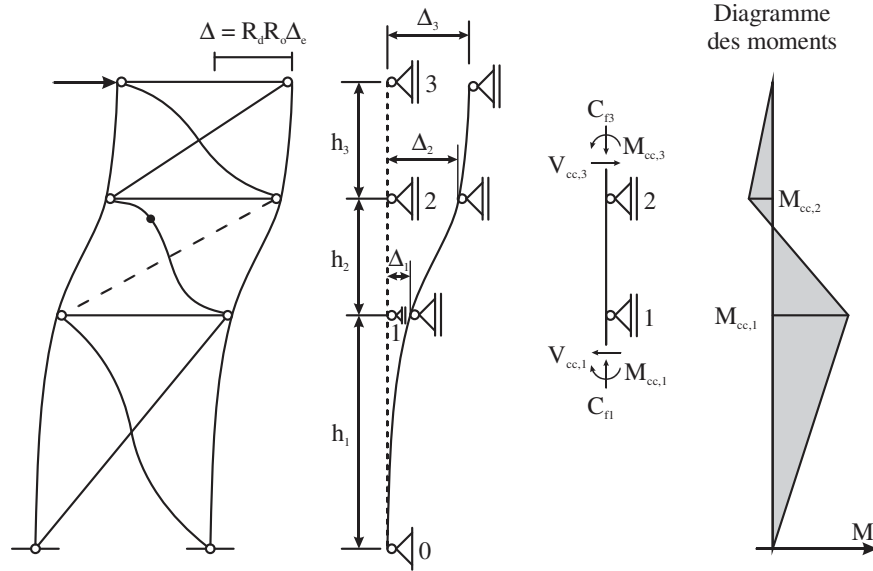


Figure 6-7: Calcul du moment dans le plan du CCSM à l'aide de la méthode des trois moments.

En premier lieu, il faut calculer les déplacements horizontaux dans le CCSM au niveau des segments qui ne subissent pas de déformations inélastiques. Pour le CC3S à l'étude, il s'agit des segments 1 et 3, donc les déplacements δ_1 et δ_3 calculés comme suit :

Si $C_f < C_u$:

$$\delta_i = \delta_{b,i} \frac{V'_{u,cr}}{V} + \frac{V'_{u,cr}}{2E} \left(\frac{L_{d,i}^3}{L^2 A_i} \right) \quad (6-13)$$

Si $C_f \geq C_u$:

$$\delta_i = \delta_{b,i} \frac{V'_{u,cr}}{V} + \frac{T_i \cos \theta_i}{E} \left(\frac{L_{d,i}^3}{L^2 A_i} \right) \quad (6-14)$$

où δ_b est la déformation en flexion des poteaux, $V'_{u,cr}$ est le cisaillement post-flambement dans le segment critique, A est l'aire de la diagonale, L_d est la longueur de la diagonale, L est la largeur du CCSM, T_i est l'effort dans la diagonale tendue et l'indice i fait référence aux segments non plastifiés dans lequel le déplacement δ_i est calculé. L'équation (6-13) est à prioriser lorsque l'effort axial dans la diagonale comprimée est inférieur à l'effort probable C_u (avant le flambement de la diagonale). Toutefois, lorsque cette diagonale atteint la résistance maximale C_u ou la résistance probable post-flambement C'_u , on suppose qu'elle ne participe plus à la rigidité latérale du CCSM

et le déplacement horizontal dans le segment dépend uniquement de la diagonale tendue. On utilise alors l'équation (6-14) pour calculer le déplacement latéral du segment. Pour le CC3S à l'étude, les déplacements horizontaux δ_1 et δ_3 sont calculés à partir de l'équation (6-13) :

$$\delta_1 = \delta_{b,1} \frac{V'_{u,cr}}{V} + \frac{V'_{u,cr}}{2E} \left(\frac{L_{d,1}^3}{L^2 A_1} \right) = 2,1 \frac{1082}{662} + \frac{1082}{2 \times 200} \left(\frac{10000^3}{6000^2 \times 3770} \right) = 23,3 \text{ mm}$$

$$\delta_3 = \delta_{b,3} \frac{V'_{u,cr}}{V} + \frac{V'_{u,cr}}{2E} \left(\frac{L_{d,3}^3}{L^2 A_3} \right) = 2,7 \frac{1082}{662} + \frac{1082}{2 \times 200} \left(\frac{7211^3}{6000^2 \times 2480} \right) = 15,8 \text{ mm}$$

Ensuite, pour déterminer le déplacement horizontal dans le segment critique, δ_{cr} , dans ce cas-ci le segment 2, δ_2 , il suffit d'appliquer l'équation suivante :

$$\delta_{cr} = R_d R_o \Delta_e - \sum_{i=1}^{n-1} \delta_{e,i} \quad (6-15)$$

où $\sum \delta_{e,i}$ correspond à la somme des déplacements latéraux dans les segments autre que le segment critique. L'indice n fait référence au nombre total de segments. Pour le CC3S à l'étude, le déplacement latéral dans le segment critique correspond à :

$$\delta_{cr} = R_d R_o \Delta_e - \sum_{i=1}^n \delta_{e,i} = 130 - (23,3 + 15,8) = 90,4 \text{ mm}$$

Une fois les déplacements latéraux connus, les moments de flexion $M_{cc,1}$ et de $M_{cc,2}$ peut être obtenue de la méthode des trois moments :

$$2M_{cc,1}(h_1 + h_2) + M_{cc,2}h_2 = \frac{6EI_{cc}\delta_1}{h_1} - \frac{6EI_{cc}\delta_2}{h_2} \quad (6-16)$$

$$M_{cc,1}h_2 + 2M_{cc,2}(h_2 + h_3) = \frac{6EI_{cc}\delta_2}{h_2} - \frac{6EI_{cc}\delta_3}{h_3} \quad (6-17)$$

Dans ces équations, l'inertie de la colonne du CCSM est représentée par I_{cc} et les autres termes sont définies à la figure 6-7. À noter que ces équations ont été développées par mon collègue Ali Imanpour (Imanpour, 2015), étudiant au doctorat, pour un CCSM à trois segments. Pour des CCSM de 2, 4 ou 5 segments, il convient de développer les équations similaires nécessaires. On note également que la démarche serait identique pour d'autres scénarios de segment critique. En utilisant

la méthode des trois moments, les moments de flexion entre les segments 1-2 et 2-3 se calculent comme suit :

$$\frac{1}{EI_{cc}} \begin{bmatrix} 2(h_1 + h_2) & h_2 \\ h_2 & 2(h_2 + h_3) \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \frac{6\delta_2}{h_2} - \frac{6\delta_3}{h_3} \\ \frac{6\delta_1}{h_1} - \frac{6\delta_2}{h_2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3,46 & 0,87 \\ 0,87 & 5,19 \end{bmatrix} \times 10^{-10} \times \begin{bmatrix} -0,112 \\ -0,118 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -397 \\ 294 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Avant de présenter les réponses aux différents critères de stabilités, décrites à la section 2.2.3.4, deux paramètres utilisés dans ces équations sont présentés. Le premier paramètre devant être défini concerne l'effet de premier ordre (U_1) communément appelé effets $P-\delta$. Ce dernier amplifie les efforts de flexion due à la charge axiale présente sur la membrure. Un facteur d'uniformisation du moment, ω_1 , est également présent dans ce paramètre. Le second paramètre concerne la distribution de la plasticité et des effets de stabilité dans les poteaux en I fléchis selon l'axe faible de la section, β . Ce dernier est calculé selon l'équation (2-19). Dans le tableau 6-5, on donne les valeurs de ces paramètres utilisés dans les équations de stabilité. On note que le paramètre U_1 est calculé selon les deux axes principaux de la colonne. Les paramètres sont calculés respectivement pour tous les segments.

Tableau 6-5: Facteurs d'amplifications des efforts de flexion pour les différents critères de stabilité pour les poteaux du CCSM.

Seg.	Résistance de la section					Stabilité dans le plan de flexion					Stabilité hors du plan de flexion				
	ω_{1x}	U_{1x}	ω_{1y}	U_{1y}	β	ω_{1x}	U_{1x}	ω_{1y}	U_{1y}	β	ω_{1x}	U_{1x}	ω_{1y}	U_{1y}	β
Combinaison 1,0D + 1,0E + 0,25S ($C'_u + T_u$)															
3	1,00	1,03	0,60	1,00	0,6	1,00	1,03	0,60	0,61	0,85	1,00	1,03	0,60	0,61	0,85
2	1,00	1,07	0,40	1,00	0,6	1,00	1,07	0,40	0,42	0,85	1,00	1,07	0,40	0,42	0,85
1	1,00	1,12	0,60	1,03	0,6	1,00	1,12	0,60	0,90	0,85	1,00	1,12	0,60	0,90	0,85

Dans la combinaison avec l'effet du séisme, le coefficient d'uniformisation des moments autour de l'axe fort, ω_{1x} , est fixé à 1,0, due aux charges ponctuelles présentes au niveau des deux joints intermédiaires, telle que mentionné par la norme CSA S16. Le facteur d'amplification, U_{1x} , est par la suite calculé avec l'équation (2-21). Ce facteur est plus élevé dans le segment de poteau inférieur en raison de l'effort axial plus élevé. Selon l'axe faible, les segments de poteau 1 et 3 présentent une courbure simple tandis que le segment central présente une courbure double due aux moments de signe opposés aux extrémités de ce segment. Le facteur d'amplification est plus faible au centre

dû à une distribution moins critique des efforts de flexion. Pour cette combinaison d'efforts, l'effort axial présent dans le poteau influence l'amplitude des efforts de flexion.

Dans le tableau 6-6, on présente les efforts dans les trois segments des colonnes. On donne aussi les résultats des équations d'interaction pour les trois états limites ultimes à vérifier (résistance de la section, stabilité dans le plan de flexion et stabilité hors du plan de flexion). La vérification de la résistance aux moments M_{fx} et M_{fy} est aussi donnée ainsi que la réponse des différents critères de stabilité pour la combinaison d'efforts de la figure 6-6b. Sous les efforts de flexion et l'effort axial combinés, les équations d'interactions atteignent une valeur maximale de 0,96. Les poteaux du CCSM sont sollicités à 58% du moment plastique selon l'axe faible.

Tableau 6-6: Vérification des états limites ultimes des poteaux W690x265.

Segment	C_r (kN)	$M_{fx,i}$ (kN·m)	$M_{fx,j}$ (kN·m)	$M_{fy,i}$ (kN·m)	$M_{fy,j}$ (kN·m)	Résistance de la section	Stabilité dans le plan de flexion	Stabilité hors du plan de flexion	Flexion biaxiale
Combinaison 1,0D + 1,0E + 0,25S ($C'_u + T_u$) (Stade de la figure 6-6b)									
3	593	189	0	-397	0	0,50	0,46	0,46	0,70
2	1554	254	189	294	-397	0,61	0,50	0,49	0,73
1	2396	0	254	0	294	0,59	0,96	0,96	0,56

Après l'étude de la stabilité du poteau, la période réelle du CC3S est déterminée en utilisant l'équation (6-7). Avec une rigidité latérale de 19,9 kN/mm et une masse de 9605 kN, la période réelle du CC3S est de 0,70 s. Cette période excède la limite prescrite par le CNBC de 0,8 s, mais demeure identique à celle de l'itération précédente. La charge sismique présentée au début de cet exemple est adéquate, car elle avait été calculée à partir de cette période.

6.3.2.2 Dimensionnement des poteaux gravitaires

Dans un bâtiment typique comportant des contreventements concentriques en treillis à segments multiples, les colonnes gravitaires peuvent être aménagées de deux façons différentes. La première est celle où les colonnes gravitaires sont reliées au CCSM au moyen de lisses horizontales de façon à supporter la façade de l'ouvrage. Le second aménagement consiste en des poteaux installés sans les lisses. Les deux cas sont décrits dans les sections qui suivent.

Colonnes gravitaires reliées au CCSM au moyen de lisses

On dimensionne dans cette section les poteaux gravitaires. Selon les normes actuelles, les poteaux gravitaires sont conçus uniquement pour résister aux combinaisons sans l'effet des séismes. Comme indiqué dans l'introduction, l'ajout de lisses horizontales entre les poteaux gravitaires et le CCSM fait en sorte que ces poteaux résistent à une partie des moments de la combinaison d'efforts provenant d'un séisme, flexion habituellement reprise par les poteaux du CCSM. Si on fait la conception des poteaux uniquement sous les combinaisons de charges comprenant les charges de gravité et de vent, un poteau gravitaire de section W310x86 de classe 2 est requis afin de respecter tous les critères en plus d'être le plus économique. Les résistances pondérées de ces poteaux sont données dans le tableau 6-7.

Tableau 6-7: Résistances des poteaux gravitaires W310x86 du CC3S.

Seg.	C_{rx} (kN)	C_{ex} (kN)	C_{ry} (kN)	C_{ey} (kN)	C_{rz} (kN)	M_{px} (kN·m)	κ (-)	ω_2 (-)	M_{ux} (kN·m)	M_{rx} (kN·m)	M_{ry} (kN·m)
3	1131	1527	2400	5490	2740	490	0	1,75	1766	441	165
2			2400	5490	2740		-0,75	1,13	1142	441	
1			1047	1372	2740		0	1,75	638	398	

Les résistances au tableau 6-7 sont calculées à l'aide des mêmes équations que celles utilisées dans le tableau 6-3. Pour ces colonnes gravitaires, seule la charge de vent induit des efforts de flexion selon l'axe fort de la section. Les efforts de flexion présentés à la figure 6-8b ont été utilisés dans les calculs des facteurs κ et ω_2 .

Les efforts pondérés utilisés dans la vérification des différents critères de stabilité sont présentés à la figure 6-8. Les encadrés représentent l'aire tributaire utilisée pour déterminer la charge ponctuelle provenant de la charge de vent. La colonne gravitaire à l'extrémité de la structure présente moins de sollicitations du fait que l'aire tributaire est plus petite. Les retenues de la colonne gravitaire du coin sont différentes à cause de la présence du mur extérieur de l'autre façade du bâtiment relié à ce poteau. Toutefois, pour la conception, on suppose que le comportement de cette colonne n'est pas différent de celui des autres.

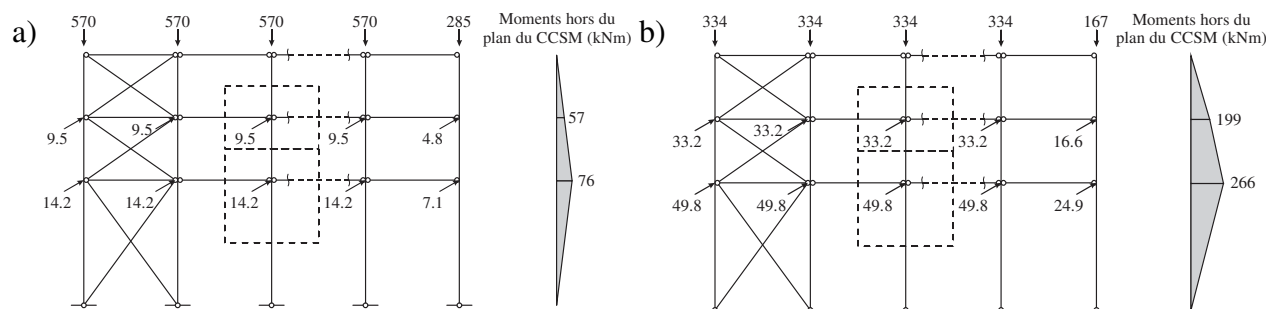


Figure 6-8: Efforts pondérés des combinaisons avec la charge de vent : a) combinaison $1.25D + 1.5S + 0.4W$; b) combinaison $1.25D + 1.4W + 0.5S$.

Les différents critères de stabilité sont vérifiés sous les combinaisons avec la charge de vent. Les résultats sont présentés dans le tableau 6-8.

Tableau 6-8: Vérification des états limites ultimes des poteaux W310x86.

Segment	C_r (kN)	$M_{fx,i}$ (kN·m)	$M_{fx,j}$ (kN·m)	$M_{fy,i}$ (kN·m)	$M_{fy,j}$ (kN·m)	Résistance de la section	Stabilité dans le plan de flexion	Stabilité hors du plan de flexion	Flexion biaxiale
Combinaison $1,25D + 1,5S + 0,4W$									
3	570	57	0	0	0	0,34	0,68	0,41	0,13
2	570	76	57	0	0	0,40	0,74	0,47	0,17
1	570	0	76	0	0	0,40	0,74	0,80	0,19
Combinaison $1,25D + 1,4W + 0,5S$									
3	334	199	0	0	0	0,59	0,79	0,63	0,45
2	334	266	199	0	0	0,75	0,95	0,80	0,60
1	334	0	266	0	0	0,75	0,95	1,05	0,67
Combinaison $1,0D + 1,0E + 0,25S$									
3	232	0	0	-76,5	0	0,35	0,34	0,34	0,46
2	232	0	0	56,6	-76,5	0,35	0,26	0,26	0,46
1	232	0	0	0	56,6	0,27	0,43	0,43	0,34

Les équations d'interactions du tableau 6-8 ont été calculées avec les paramètres présentés dans le tableau 6-9. Ces valeurs ont été déterminées selon les commentaires du tableau 6-5. La combinaison $1,25D + 1,4W + 0,5S$ donne lieu à une interaction maximale de 1,05 sous la flexion autour de l'axe fort des colonnes, hors du plan du CCSM. Cette colonne atteint donc la limite prescrite pour les équations de stabilité. La combinaison avec l'effet des séismes a été introduite pour étudier la stabilité du poteau, mais n'a pas été considérée dans le dimensionnement. Les

moments M_{fy} indiqués dans le tableau 6-8 ont été obtenus de la méthode des trois moments en utilisant les déplacements latéraux du CC3S indiqués dans le tableau 6-2 au déplacement anticipé au toit de 130 mm. L'inertie des colonnes gravitaires dans le calcul des déplacements latéraux n'a pas été considérée. Si tel avait été le cas, la distribution des déplacements latéraux de la structure aurait été différente tout comme le diagramme des moments. À la section 6.4, on présentera une méthode de conception qui considère l'inertie des poteaux gravitaires. Pour la combinaison d'efforts avec l'effet des séismes et la flexion dans le plan du CCSM, les équations d'interactions du poteau donnent un maximum de 0,43. Pour ce bâtiment, l'effet des séismes sur les colonnes gravitaires a peu d'impact, car les poteaux ont une grande réserve de résistance. Cette réserve de résistance provient des combinaisons avec la charge de vent qui gouvernent le dimensionnement des poteaux gravitaires.

Tableau 6-9: Facteurs d'amplifications des efforts de flexion pour les différents critères de stabilité pour les colonnes gravitaires.

Seg.	Résistance de la section					Stabilité dans le plan de flexion					Stabilité hors du plan de flexion				
	ω_{1x}	U_{1x}	ω_{1y}	U_{1y}	β	ω_{1x}	U_{1x}	ω_{1y}	U_{1y}	β	ω_{1x}	U_{1x}	ω_{1y}	U_{1y}	β
Combinaison 1,25D + 1,5S + 0,4W															
3	1,00	1,60	-	-	-	1,00	1,60	-	-	-	1,00	1,60	-	-	-
2	1,00	1,60	-	-	-	1,00	1,60	-	-	-	1,00	1,60	-	-	-
1	1,00	1,60	-	-	-	1,00	1,60	-	-	-	1,00	1,60	-	-	-
Combinaison 1,25D + 1,4S + 0,5W															
3	1,00	1,28	-	-	-	1,00	1,28	-	-	-	1,00	1,28	-	-	-
2	1,00	1,28	-	-	-	1,00	1,28	-	-	-	1,00	1,28	-	-	-
1	1,00	1,28	-	-	-	1,00	1,28	-	-	-	1,00	1,28	-	-	-
Combinaison 1,0D + 1,0E + 0,25S ($C_u + T_u$)															
3	-	-	0,60	1,00	0,6	-	-	0,60	0,63	0,85	-	-	0,60	0,63	0,85
2	-	-	0,40	1,00	0,6	-	-	0,40	0,42	0,85	-	-	0,40	0,42	0,85
1	-	-	0,60	1,00	0,6	-	-	0,60	0,72	0,85	-	-	0,60	0,72	0,85

Colonnes gravitaires non reliées au CCSM

Sans l'apport des lisses, les poteaux gravitaires doivent résister aux efforts en considérant que le flambement peut se produire sur leur pleine longueur dans les deux directions. L'instabilité en torsion ou en flexion-torsion peut aussi se produire sur la pleine hauteur des poteaux. En effet, les lisses, lorsque présentes, permettent d'utiliser une longueur équivalente à la hauteur des segments dans le calcul des résistances à la compression et aux moments de flexion. Seule la résistance en compression pour le flambement hors du plan du CCSM est calculée en utilisant la pleine longueur de la colonne. En absence de lisses horizontales, la résistance au flambement dans les deux

directions et la résistance au déversement pour la flexion autour de l'axe fort doivent être évaluées en considérant la longueur totale de la colonne. En utilisant la même démarche que celle présentée à la section précédente, une section W360x134 de classe 3 est nécessaire pour assurer une résistance suffisante sur toute la hauteur de l'ouvrage. La figure 6-9 présente les efforts pondérés utilisés dans le dimensionnement. Lorsqu'il n'y a pas de lisses entre les colonnes gravitaires, on suppose que la charge de vent est transférée au poteau sous la forme d'une charge distribuée sur toute la hauteur du bâtiment. Il en résulte les diagrammes des moments illustrés à la figure 6-9.

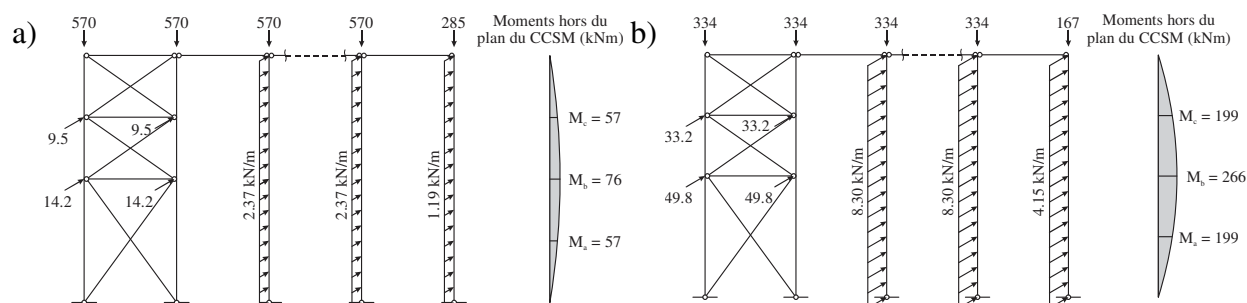


Figure 6-9: Efforts pondérés obtenus des combinaisons avec la charge de vent lorsqu'il n'y a pas de lisses entre les poteaux gravitaires : a) combinaison $1.25D + 1.5S + 0.4W$; b) combinaison $1.25D + 1.4W + 0.5S$.

Les différentes résistances des poteaux gravitaires sont présentées dans le tableau 6-10. Dans le calcul de la résistance au déversement pour la flexion selon l'axe fort de la section, la longueur non supportée correspond à la hauteur du bâtiment. Lorsque la variation des efforts de flexion n'est pas constante ou linéaire entre les supports (dans ce cas présent la fondation et le toit), la norme CSA S16 demande de calculer le coefficient ω_2 avec l'équation (2-15). Pour les deux combinaisons de la figure 6-9, on obtient un coefficient ω_2 égal à 1,13 puisque le profil des diagrammes des moments de flexion est identique.

Dans le tableau 6-11, les équations d'interaction atteignent une valeur maximale de 1,01. La stabilité hors du plan du CCSM (flambement autour de l'axe faible et déversement) est plus critique que celle dans le plan de flexion, car la résistance à la compression utilisée dans le plan de flexion est calculée selon l'axe fort. À la suite du tableau 2-4, on explique plus en détail la combinaison des résistances à utiliser dans les équations d'interactions.

Lorsqu'il n'y a pas de lisses horizontales, le poids des poteaux gravitaires passe de 86 kg/m à 134 kg/m, soit une augmentation de 56%. La résistance à la compression selon l'axe fort (C_{rx}) passe de 1131 kN à 2197 kN, soit une augmentation de 94%. On utilise C_{rx} dans cette comparaison car le poteau, avec ou sans lisses, a la même longueur de flambement autour de l'axe fort, ce qui permet une comparaison directe sur la même base.

Tableau 6-10: Résistances des poteaux W360x134 du CC3S.

C_{rx} (kN)	C_{ex} (kN)	C_{ry} (kN)	C_{ey} (kN)	C_{rz} (kN)	M_{px} (kN·m)	M_{rx} (kN·m)	M_{ry} (kN·m)
2197	3208	968	1164	2874	807	444	254

Tableau 6-11: Étude de la stabilité du poteau W360x134 pour différentes combinaisons.

C_f (kN)	$M_{f_{x,max}}$ (kN·m)	Résistance de la section			Stabilité dans le plan de flexion			Stabilité hors du plan de flexion		
		ω_{1x}	U_{1x}	Ratio	ω_{1x}	U_{1x}	Ratio	ω_{1x}	U_{1x}	Ratio
Combinaison 1,25D + 1,5S + 0,4W										
570	76	1,00	1,22	0,23	1,00	1,22	0,39	1,00	1,22	0,80
Combinaison 1,25D + 1,4W + 0,5S										
334	266	1,00	1,12	0,47	1,00	1,12	0,56	1,00	1,12	1,01

6.3.3 Dimensionnement des bielles

La dernière étape dans la conception d'un CCSM est le dimensionnement des bielles placées entre les segments du CC3S. Bien que ces éléments soient dimensionnés essentiellement pour l'effort axial provenant des efforts inégaux dans les diagonales en régime post-flambement et l'effort de flexion provenant de la charge de vent, les bielles doivent aussi être conçues pour servir de retenues en torsion et latérale aux colonnes. Sous cette condition de chargement, l'effort axial de compression dans la bielle entre les deux segments inférieurs est maximal et correspond à 860 kN, ce qui est supérieur aux efforts présentés à la figure 6-6. Une section W310x67 de classe 2 est requise pour résister adéquatement à l'effort de compression. Avec une résistance à la compression selon l'axe faible de 849 kN, le ratio C_f/C_r vaut 1,01, ce qui respecte la limite adoptée de 1,05.

La bielle agit aussi comme support latéral pour prévenir le déversement des poteaux au niveau de chaque segment. Dans un dimensionnement d'un tel système, il est requis que la retenue latérale

soit suffisamment résistante et rigide. Dans cet exemple, on vérifie la retenue latérale de la colonne gravitaire la plus éloignée du CCSM (situé au coin du bâtiment). La rigidité de la retenue latérale est calculée à l'aide de l'équation (2-26) avec 2 contreventements (n). Dans cette équation, le paramètre C_L vaut 1,0 à cause du chargement qui est situé au centre de l'âme, C_d vaut 1,0 à cause de la distribution des efforts de flexion dans le poteau qui induit une courbure simple dans tous les segments et h correspond à la profondeur de la section de la colonne. Comme mentionné à la section 2.3.3.1, l'effort de flexion M_{fx} est remplacé par la résistance M_{rx} du poteau gravitaire. La rigidité de la retenue latérale est composée de six bielles et de deux diagonales au joint 1 et de six bielles et de 4 diagonales au joint 2. On calcule les rigidités comme suit :

$$\beta_{L,1} = \left(\frac{6}{EA / L_b} + \frac{2}{EA \cos^2 \theta_1 / L_{d,1}} \right)^{-1} = \left(\frac{6}{282} + \frac{2}{27} \right)^{-1} = 10,5 \text{ kN/mm}$$

$$\beta_{L,2} = \left(\frac{6}{EA / L_b} + \frac{2}{EA \cos^2 \theta_2 / L_{d,2}} + \frac{2}{EA \cos \theta_1 / L_{d,1}} \right)^{-1} = \left(\frac{6}{282} + \frac{2}{48} + \frac{2}{27} \right)^{-1} = 7,3 \text{ kN/mm}$$

Dans le tableau 6-12, on présente les paramètres utilisés dans le calcul de la retenue latérale.

Tableau 6-12: Paramètres de la retenue latérale des bielles du CC3S.

Joint	L_b (mm)	M_{rx} (kN·m)	β^*_L (kN/mm)	β_L (kN/mm)	F_{br} (kN)	C_{ry} (kN)
2	Min(4000;4000)	441	1,4	7,3	6,5	849
1	Min(4000;8000)	441	1,4	10,5	6,5	849

À chaque joint, la rigidité de la bielle est suffisante pour contreventer adéquatement le poteau gravitaire le plus éloigné du CCSM ($\beta_L \geq \beta^*_L$). Pour la résistance du contreventement, l'équation (2-27) est utilisée. Dans cette équation, l'effort axial nécessaire au contreventement provient de la résistance à l'effort de flexion du poteau gravitaire. Les paramètres C_L et C_d sont identiques à ceux présentés dans la retenue latérale et les forces F_{br} sont présentées dans le tableau 6-12. La résistance axiale de la bielle est supérieure aux efforts induits à tous les niveaux ($C_{ry} \geq F_{br}$). Le poteau gravitaire est donc adéquatement retenu latéralement par les bielles. La vérification des autres colonnes gravitaires est identique mais l'effort de dimensionnement de la retenue F_{br} est cumulé depuis la colonne gravitaire au coin du bâtiment.

La bielle agit également comme support pour prévenir la torsion des poteaux du CC3S au niveau de chaque bielle. Pour cette retenue, la première étape consiste à déterminer la rigidité nécessaire au poteau du CCSM au niveau des bielles. En utilisant l'équation (2-28) et les valeurs dans le tableau 6-13, la rigidité requise est de 14,3 kN·m/rad.

Tableau 6-13: Paramètres de la retenue en torsion des bielles du CC3S.

C_f (kN)	r^2 (mm)	C_{ey} (kN)	d_{cc} (mm)	a (mm)	n (-)	$I_{y,cc}$ (mm ⁴)	L (mm)	A (-)
3447	93848	1781	706	0	2	231×10^6	16000	4

Dans le tableau 6-13, C_f est la charge maximale dans le poteau, r^2 est le rayon de giration polaire du poteau ($r_x^2 + r_y^2$), C_{ey} est la charge de flambement d'Euler du poteau dans l'axe faible sur toute la hauteur du bâtiment, d_{cc} est la hauteur de la section du poteau, a est l'excentricité de la charge (ici nulle due à un chargement au centre de l'âme), n est le nombre de points contreventés, $I_{y,cc}$ est le moment d'inertie de la colonne du CCSM selon l'axe faible, L est la hauteur du bâtiment et A est un paramètre de l'équation (2-28). L'inertie requise est calculée avec l'équation (2-29) avec une longueur de bielle de 6 m et vaut 191226 mm⁴. Le ratio entre cette valeur et l'inertie de la bielle (145×10^6 mm⁴) est de 0,13%. La résistance flexionnelle requise de cette retenue est calculée avec l'équation (2-30) pour le segment le plus élancé et correspond à 0,33 kN·m. Avec une résistance pondérée à la flexion de 251 kN·m selon l'axe fort, la bielle est suffisamment résistante. La bielle contrevente adéquatement le poteau en torsion puisque la rigidité et la résistance de la retenue sont respectées.

6.3.4 Analyse du CC3S par déplacement contrôlé effectué avec le logiciel SAP2000

À la suite du dimensionnement du CC3S, on a effectué une analyse du contreventement à l'aide du logiciel SAP2000 (CSI, 2011) dans le but de comparer les efforts axiaux dans les diagonales, les efforts de flexion dans les colonnes et les déplacements latéraux considérés dans la conception. L'analyse effectuée est une analyse élastique, mais le modèle est modifié pour reproduire le comportement inélastique du CCSM. Cette méthode est celle qui est proposée pour les CCSM dans le commentaire de la norme CSA S16. Il s'agit d'une analyse où on impose un déplacement latéral au niveau du toit égal au déplacement latéral anticipé $R_d R_o \Delta_e$. Dans le modèle, les bielles et les

diagonales sont des éléments de treillis avec articulations aux deux extrémités alors que les poteaux sont représentés par des éléments de poutres continus sur toute la hauteur du contreventement. Les diagonales tendue et comprimée du segment critique sont remplacées par des efforts axiaux correspondant à leurs résistances respectives aux joints (T_u et C'_u). On représente ainsi la condition prévue où les déformations inélastiques sont concentrées dans le segment critique lorsque la structure atteint son déplacement maximum. Ce procédé est illustré à la figure 6-10a. Si, par équilibre des forces, les efforts axiaux dans les diagonales comprimées des autres segments atteignent leur résistance probable C_u , elles sont aussi retirées du modèle et remplacées par des efforts équivalents aux joints. La rigidité latérale du CCSM provient donc uniquement des poteaux, des bielles et des diagonales dans les segments 1 et 3 qui ne sont pas plastifiées ou flambées. On peut comparer cette analyse à une analyse non linéaire incrémentale sauf qu'il s'agit d'une simple analyse élastique où on simule le comportement non linéaire des diagonales ayant atteint leur résistance probable en les remplaçant par les efforts que ces diagonales imposent en régime inélastique.

Pour le CC3S, la déformée obtenue sous le déplacement anticipé $R_d R_o \Delta_e$ au niveau du toit (130 mm) est montrée à la figure 6-10b. Pour cette structure, l'effort dans les diagonales comprimées dans les segments 1 et 3 avait dépassé C_u et ces diagonales ont donc été enlevées. Tel qu'anticipé, les déformations latérales sont concentrées dans le segment critique choisi (deuxième à partir du bas), ce qui induit des déformations de flexion dans les poteaux. Ceux-ci subissent une courbure double attribuée à des moments de flexion de signes opposés aux extrémités inférieure et supérieure du segment, tels que montré à la figure 6-10c. Les efforts axiaux dans les différentes membrures du CC3S sont présentés à la figure 6-10d.

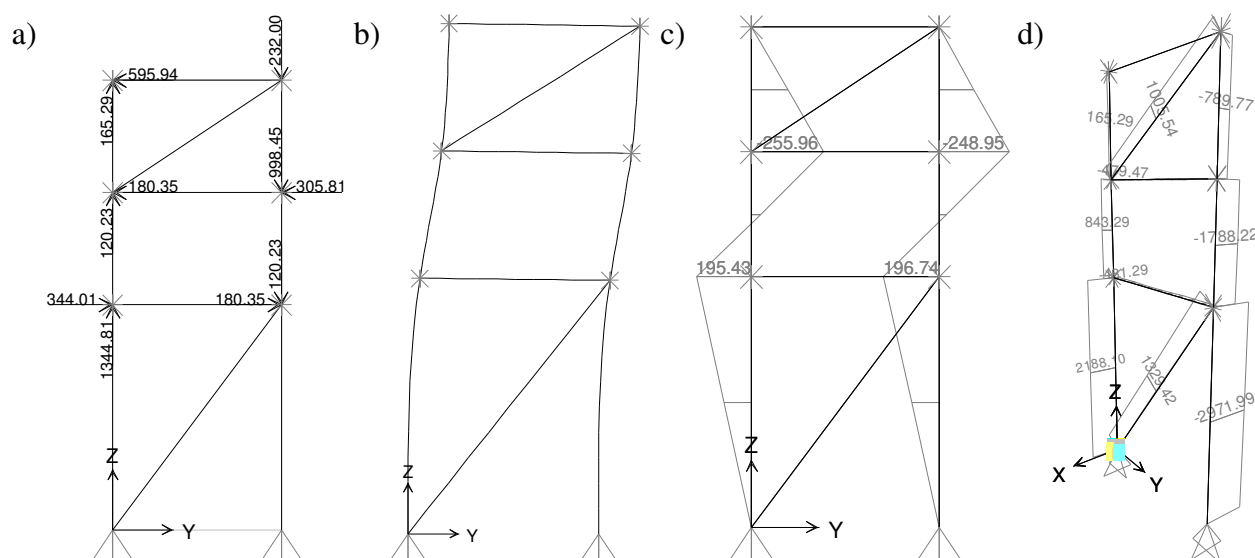


Figure 6-10: Modélisation du CC3S dans le logiciel SAP2000 : a) forces appliquées ; b) déformée obtenue au déplacement anticipé ; c) efforts de flexion dans les poteaux ; d) efforts axiaux dans les différentes membrures.

Les résultats de l'analyse en déplacement contrôlé sont présentés dans le tableau 6-14. Les résultats obtenus de l'outil de calcul Excel utilisé lors de la conception à la section 6.3.2 sont aussi donnés dans le tableau pour fins de comparaison.

Tableau 6-14: Comparaison des efforts entre la conception et le logiciel SAP2000.

Seg.	Efforts anticipés (outil Excel)					Efforts obtenus de l'analyse SAP2000				
	C_d (kN)	T_d (kN)	C_f (kN)	δ_i (mm)	M_{fy} (kN·m)	C_d (kN)	T_d (kN)	C_f (kN)	δ_i (mm)	M_{fy} (kN·m)
3	-650	650	-593	15,8	-397	-716	1006	-790	23,8	-249
2	-217	1084	-1554	90,4	294	-217	1084	-1788	70,8	197
1	-902	902	-2396	23,3	294	-930	1329	-2972	34,9	197

Dans le tableau 6-14, C_d est l'effort axial de compression dans les diagonales, T_d est l'effort axial de tension dans les diagonales, C_f est l'effort axial dans le poteau comprimé, δ est le déplacement horizontal relatif dans chaque segment, et M_{fy} est le moment fléchissant selon l'axe faible au niveau des bielles. Lors de la conception, les déplacements latéraux avaient été calculés avec les équations (6-13) à (6-15) et les moments M_{fy} avaient été obtenus de la méthode des trois moments décrite à la section 6.3.2.1. Pour les efforts obtenus du logiciel SAP2000, les déplacements δ sont obtenus

de la moyenne des déplacements horizontaux des deux joints à un même segment. Les moments M_{fy} correspondent aux efforts dans la colonne comprimée. Dans la modélisation, les efforts axiaux dans les diagonales tendues des segments 1 et 3 (1006 et 1329 kN) sont inférieurs à la résistance probable T_u de ces diagonales (1141 et 1734 kN), ce qui confirme qu'il n'y a qu'un seul segment plastifié en traction au déplacement anticipé $R_d R_o \Delta_e$ pour ce contreventement.

En ce qui concerne les bielles, l'effort axial maximal dans le modèle SAP2000 est de 481 kN. L'effort anticipé dans la conception était de 860 kN, ce qui est supérieur. Il ne faut pas oublier que cet effort est obtenu lorsque toutes les diagonales travaillant en compression atteignent leur résistance probable post-flambement, situation qui n'est pas couverte par cette méthode d'analyse qui a été développée pour déterminer les déplacements latéraux des segments et les efforts dans les poteaux.

Les moments de flexion obtenus de la méthode S16-14 entre les segments 1-2 et 2-3 sont supérieurs à ceux de l'analyse SAP2000. En fait, la méthode S16-14 surestime de 49% l'effort entre les segments 1- 2 et de 59% entre les segments 2-3. Dans cette méthode, le déplacement latéral dans le segment critique est estimé en retirant du déplacement anticipé au toit le déplacement axial des diagonales et la déformation en flexion des poteaux du CCSM dans les segments autre que le segment critique. En procédant ainsi, on surestime de 28% le déplacement horizontal dans le segment critique. On constate aussi que l'effort de compression dans le segment de poteau du bas est 19% plus faible avec la méthode décrite dans cette section. Cette différence est attribuée aux efforts axiaux dans les diagonales qui ne correspondent pas à ceux de l'analyse SAP2000. L'effort de compression est un paramètre important dans la vérification de la stabilité d'un poteau et la méthode S16-14 n'est pas conservatrice. Pour ces raisons, on n'a pas retenu cette méthode de conception dans ce projet de maîtrise et une nouvelle méthode est proposée à la section 6.4.

6.4 Nouvelle méthode de conception

La méthode de conception qui a été présentée précédemment ne permet pas de déterminer les efforts lorsque plus d'un segment est plastifié. Pour rappel, la norme CSA S16 recommande que le dimensionnement des poteaux soit réalisé en considérant qu'il n'y a qu'un seul segment plastifié en traction. Cette approche est conservatrice car elle donne lieu à une borne supérieure pour les moments dans les colonnes. Toutefois, dépendant de la résistance des diagonales, de la géométrie du contreventement et de la rigidité en flexion des colonnes, il est possible que la plastification des

diagonales tendues se propage dans plus d'un segment, situation qui donnerait lieu à des moments plus faibles dans les colonnes. La méthode actuelle ne tient pas compte de la possibilité que les diagonales tendues atteignent la plastification dans plusieurs segments et des conséquences de ce comportement sur les efforts dans les colonnes. Dans la méthode d'analyse présentée à la section précédente, on peut tenir compte de cette possibilité en remplaçant dans le modèle les diagonales tendues pour lesquelles l'effort excède T_u par un effort de tension égal à T_u . Dans cette section, on propose une méthode d'analyse automatisée et intégrée à l'outil de conception qui permet de tenir compte de la plastification des diagonales tendues dans les segments autres que le segment critique. La méthode d'analyse est basée sur l'équilibre des forces et fournit le déplacement requis pour plastifier le nombre de segments souhaité.

La figure 6-11 illustre la propagation de la plastification pour un CC3S dont le segment inférieur serait le segment critique lorsque l'on augmente progressivement le déplacement latéral au niveau du toit. Dans un contreventement bien proportionné, les diagonales comprimées atteignent toutes leur résistance probable au flambement C_u quasi simultanément à un faible déplacement latéral. Le prochain évènement sous un déplacement croissant est l'initiation de la plastification dans la diagonale tendue dans le segment critique. Dans la figure 6-11, cette plastification se produit à un déplacement latéral Δ_1 , qui correspond au stade 1. À ce point, le segment est dit plastifié. L'effort dans la diagonale comprimée de tous les segments est toujours égal à la résistance probable C_u alors que la diagonale tendue dans le segment critique est égal à la résistance probable T_u . Dans le premier stade (déplacement au toit Δ_1), la charge du séisme initie la plastification dans le segment critique. La diagonale tendue de ce segment atteint alors la résistance probable T_u (voir la section 2.2.1). Lorsque le déplacement au toit est augmenté jusqu'à une amplitude Δ_2 (stade 2), le déplacement latéral augmente dans le segment critique, ce qui entraîne le flambement de la diagonale comprimée dont la résistance est réduite à la résistance probable post-flambement C'_u . À ce stade, le segment est dit flambé et une distribution non uniforme des déplacements latéraux est observée sur la hauteur du CCSM. Des moments de flexion sont induits dans les poteaux. Il n'y a, pour cette configuration, qu'une seule diagonale tendue plastifiée, celle du segment critique.

À partir de ce point, il faut imposer une force latérale croissante pour augmenter le déplacement latéral au toit vers le déplacement cible $R_d R_o \Delta_e$ afin de vaincre la résistance latérale supplémentaire apportée par les poteaux en flexion. Cette force latérale supplémentaire se traduit par des efforts plus élevés dans les diagonales des segments autres que le segment critique, ce qui peut conduire

à la plastification d'autres diagonales tendues. Ce comportement correspond au stade 3 illustré sur la figure 6-11. Lorsque le déplacement au toit atteint la valeur Δ_3 (stade 3), la force dans la diagonale tendue dans le deuxième segment atteint T_u et la plastification de cette diagonale est initiée. À ce point, la force dans la diagonale comprimée de ce segment est toujours égale à la résistance probable C_u . À partir du stade 1, l'effort tranchant repris par les diagonales des segments 1 et 2 n'est plus en équilibre et l'équilibre horizontal entre les deux segments peut être maintenu par le biais d'efforts tranchants qui se développent dans les poteaux qui se déforment en flexion. Le calcul de ces efforts tranchants entre les stades 1 et 3 est décrit plus loin dans cette section. La nouvelle méthode de conception présentée ici permet de poursuivre ce calcul au-delà du stade 3, lorsque la diagonale tendue d'un second segment atteint la plastification et que le déplacement latéral doit être augmenté davantage pour atteindre la valeur cible $R_d R_o \Delta_e$. Dans le stade 4, la diagonale comprimée du segment 2 atteint la résistance C'_u alors que l'effort dans la diagonale tendue du segment 3 n'a pas encore atteint la plastification. Sur la figure 6-11, le stade 5 correspond à la situation lorsque les deux segments inférieurs sont flambés alors que le dernier segment atteint la plastification. Entre les stades 4 et 5, des efforts tranchants supplémentaires se développent dans les poteaux pour maintenir l'équilibre horizontal entre les segments 2 et 3.

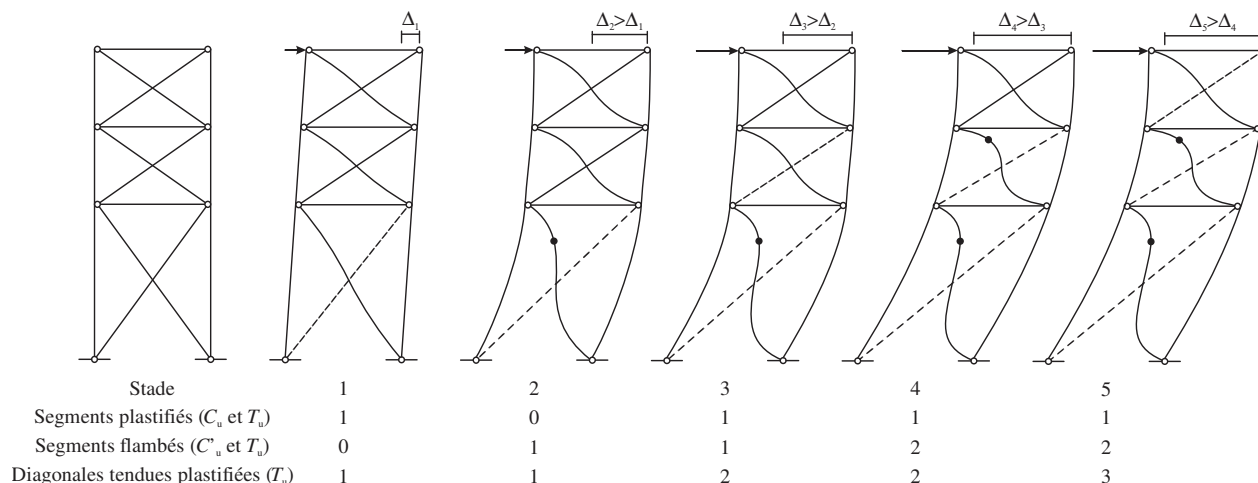


Figure 6-11: Propagation de la plastification dans un CC3S dont le segment inférieur est critique.

Dans cet exemple, on a supposé que la plastification se propageait d'un segment donné au segment adjacent situé immédiatement au-dessus. Dans la méthode qui a été développée, on a adopté cette hypothèse sur la séquence de plastification. De plus, deux géométries de CCSM ont été examinées

dans l'étude paramétrique réalisée dans ce projet de recherche (présentée à la section 7.5) : 1) contreventements avec segments identiques sur toute la hauteur de la structure et 2) contreventements dont le premier segment a une hauteur plus grande que celles des segments suivants qui sont tous identiques. Dans le premier cas, tous les segments ont la même résistance et pourraient être le segment critique; cependant, pour la conception, on a choisi le premier segment comme segment critique car ce scénario permet d'évaluer les moments susceptibles de se produire dans le segment du poteau où les efforts de compression sont maximums. Pour la seconde géométrie, le segment critique peut être le premier segment ou l'un des segments supérieurs. Dans le deuxième cas, on a choisi le second segment comme segment critique car cette situation donne aussi lieu à des moments de flexion dans les poteaux du premier segment. Dans les deux cas, la méthode d'analyse s'arrête toutefois lorsque le déplacement anticipé $R_d R_o \Delta_e$ est atteint.

L'effet des colonnes gravitaires sur le CCSM est également à l'étude dans ce chapitre. En mobilisant la rigidité en flexion des colonnes gravitaires, les moments de flexion dans les colonnes du CCSM devraient diminuer car le moment total d'un segment serait partagé entre les deux types de colonnes. Cette réduction des moments pourrait permettre une réduction de la section d'acier des colonnes du CCSM. Le scénario idéal serait une réduction des colonnes du CCSM sans nécessiter d'augmenter la section des colonnes gravitaires. Une conception sans la contribution des colonnes gravitaires est également effectuée. Lorsque les colonnes gravitaires sont engagées dans la reprise des charges latérales, les efforts dans les éléments structuraux sont déterminés sous les combinaisons avec l'effet des séismes et avec la charge de vent. Les critères de stabilité sont par la suite vérifiés. Les combinaisons avec la charge de vent étant généralement dominantes (voir le tableau 6-8), on anticipe que les colonnes gravitaires puissent résister sans modifications aux moments de flexion provenant de la combinaison avec l'effet des séismes. Les deux prochaines sections présentent le développement des équations permettant de déterminer les efforts tranchants et moments de flexion dans les poteaux pour les deux scénarios considérés dans cette étude quant à la position du segment critique : dans le premier segment ou dans le second segment. Un exemple d'application est présenté à la section 6.4.3.

6.4.1 Développement des équations lorsque le premier segment est critique

Dans la première sous-section, on s'intéresse aux CCSM combinés aux poteaux gravitaires dont le premier segment est critique. La figure 6-12 illustre les efforts tranchants repris par les diagonales

et les poteaux dans les segments 1 et 2. Au moment de la plastification de la diagonale tendue du second segment, les forces observées dans les diagonales de ce dernier sont $C_{u,2}$ pour la diagonale comprimée et $T_{u,2}$ pour la diagonale tendue. L'effort tranchant, ou cisaillement repris par les diagonales qui est associé à ce scénario est désigné $V_{u,2}$. Le cisaillement des diagonales dans le segment critique est désigné $V'_{u,1}$ et correspond aux forces $C'_{u,1}$ et $T_{u,1}$ dans les diagonales. La différence entre les efforts tranchants $V_{u,2}$ et $V'_{u,1}$ est reprise sous la forme d'efforts tranchants dans les poteaux. Ce stade de déformation survient tout juste avant que le second segment ne devienne un segment flambé (stade 3). Pour rappel, la diagonale comprimée d'un segment flambé a subi une grande déformation en compression et sa résistance est réduite à la résistance probable post-flambement C'_u . La diagonale tendue dans le segment inférieur (critique) s'est allongée dans le domaine plastique de façon plus marquée que celle du segment 2 qui atteint seulement la plastification. À noter que la force dans la diagonale tendue du troisième segment, T_3 , dépend de l'importance des efforts tranchants dans les poteaux de ce segment.

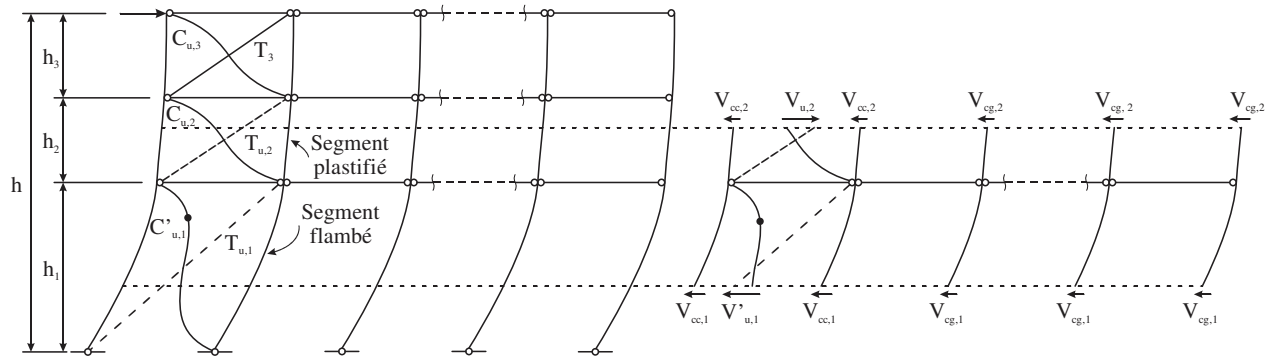


Figure 6-12: Cisaillement repris par les diagonales et les poteaux lorsque la plastification des diagonales tendues se propage du segment 1 au segment 2.

L'effort tranchant repris par chacune des colonnes du CCSM, V_{cc} , et celui repris par chacune des colonnes gravitaires, V_{cg} , dans les segments 1 et 2 peuvent être déterminés à l'aide de l'équation suivante qui décrit l'équilibre dans la direction horizontale :

$$2V_{cc,2} - V_{u,2} + n_{cg}V_{cg,2} = -2V_{cc,1} - V'_{u,1} - n_{cg}V_{cg,1} \quad (6-18)$$

Dans cette équation, n_{cg} correspond au nombre de colonnes gravitaires attachées au CCSM par le biais des lisses horizontales. L'effort tranchant dans chaque colonne est proportionnel à la rigidité

en flexion de la colonne. Les colonnes gravitaires et colonnes du CCSM ayant la même hauteur et conditions aux frontières, on peut écrire que :

$$\frac{V_{cc}}{EI_{cc}} = \frac{V_{cg}}{EI_{cg}} \quad (6-19)$$

En introduisant cette relation dans l'équation (6-18), on obtient :

$$V_{cc,1} + V_{cc,2} = \frac{V_{u,2} - V'_{u,1}}{2} \times \frac{2I_{cc}}{2I_{cc} + n_{cg}I_{cg}} \quad (6-20)$$

L'équation (6-20) est valide uniquement si la section des poteaux demeure constante dans tous les segments. Dans le cas contraire, une nouvelle équation doit être déterminée. Afin de résoudre l'équation (6-20), une seconde équation décrivant la relation entre $V_{cc,1}$ et $V_{cc,2}$ doit être développée. Pour ce faire, on étudie la déformée des poteaux lorsque les déformations inélastiques se développent dans les diagonales du segment critique. Comme le montre la figure 6-13, on suppose que la déformée des poteaux n'est due qu'au déplacement latéral inélastique (plastique) du segment critique, Δ_p , ce qui s'approche de la réalité car les poteaux demeurent essentiellement droits (pas de flexion) jusqu'à la plastification de la diagonale tendue dans le premier segment.

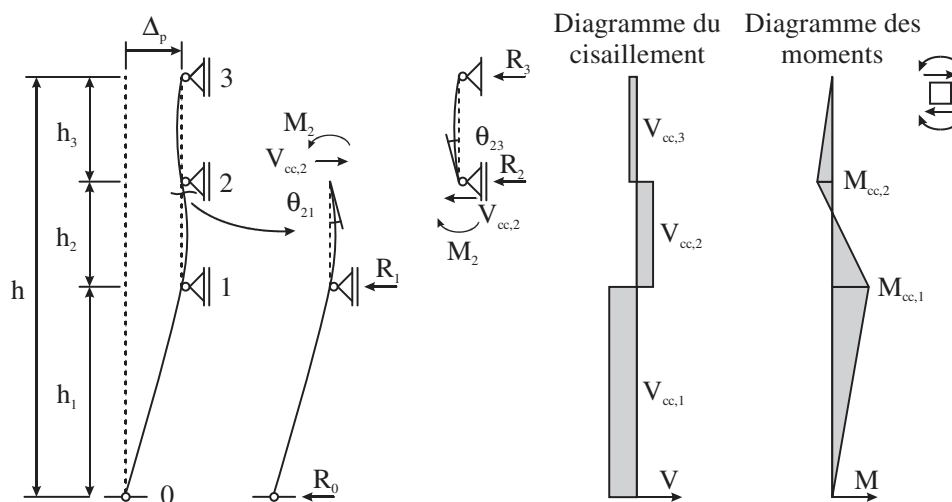


Figure 6-13: Relation entre $V_{cc,1}$ et $V_{cc,2}$ lorsque le premier segment est critique.

Une coupe juste au bas de l'appui 2 permet d'établir la relation entre les paramètres $V_{cc,1}$, $V_{cc,2}$, $V_{cc,3}$, $M_{cc,1}$ et $M_{cc,2}$. La première étape consiste à utiliser la continuité des rotations du poteau au sommet du segment 2 :

$$\theta_{21} - \theta_{23} = 0 \quad (6-21)$$

$$\Rightarrow \frac{M_{cc,2}h_2}{3EI_y} - \frac{V_{cc,1}h_1h_2}{6EI_y} + \frac{M_{cc,2}h_3}{3EI_y} = 0 \quad (6-22)$$

$$\Rightarrow \frac{M_{cc,2}h_s}{3} - \frac{V_{cc,1}\alpha h h_s}{6} + \frac{M_{cc,2}h_s}{3} = 0; h_2 = h_3 = h_s; h_1 = \alpha h \quad (6-23)$$

$$\Rightarrow M_{cc,2} = V_{cc,1} \frac{\alpha h}{4} \quad (6-24)$$

L'équilibre des moments de la partie de la colonne sous la coupe donne :

$$R_1 h_s = R_0 (\alpha h + h_s) + M_{cc,2} \quad (6-25)$$

De cette équation, on peut isoler la force R_1 en posant $V_{cc,1} = R_0$ et en exprimant $h_s = (h - \alpha h)/2$:

$$R_1 = V_{cc,1} \frac{3\alpha + 2}{2(1 - \alpha)} \quad (6-26)$$

En réutilisant l'équation (6-20) et sachant que $R_1 = R_0 + (R_2 - R_3) = V_{cc,1} + V_{cc,2}$:

$$R_1 = \frac{V_{u,2} - V'_{u,1}}{2} \times \frac{2I_{cc}}{2I_{cc} + n_{cg} I_{cg}} \quad (6-27)$$

De ces expressions, on peut déterminer $V_{cc,1}$ de :

$$V_{cc,1} = \frac{2I_{cc}}{2I_{cc} + n_{cg} I_{cg}} \times \frac{V_{u,2} - V'_{u,1}}{2} \times \frac{2(1 - \alpha)}{3\alpha + 2} \quad (6-28)$$

En connaissant $V_{cc,1}$ et $M_{cc,2}$, on peut calculer $M_{cc,1}$, $V_{cc,2}$ et $V_{cc,3}$ par équilibre des forces. Si le déplacement requis pour plastifier deux segments est inférieur au déplacement anticipé ($R_d R_o \Delta_e$), la plastification d'une diagonale tendue peut se produire dans le second segment.

Durant un séisme, on peut envisager la propagation de la plastification dans une troisième diagonale tendue. Lorsque la plastification est initiée dans cette membrure, la diagonale comprimée du second segment flambe (stade 5 de la figure 6-11). Dans les deux segments inférieurs, on

retrouve les efforts probables $C'_{u,1}$, $T_{u,1}$, $C'_{u,2}$ et $T_{u,2}$. Comme montré à la figure 6-14, l'équilibre des efforts tranchants repris par les différents poteaux et diagonales lorsque trois diagonales tendues sont plastifiées est réalisé entre les segments 2 et 3.

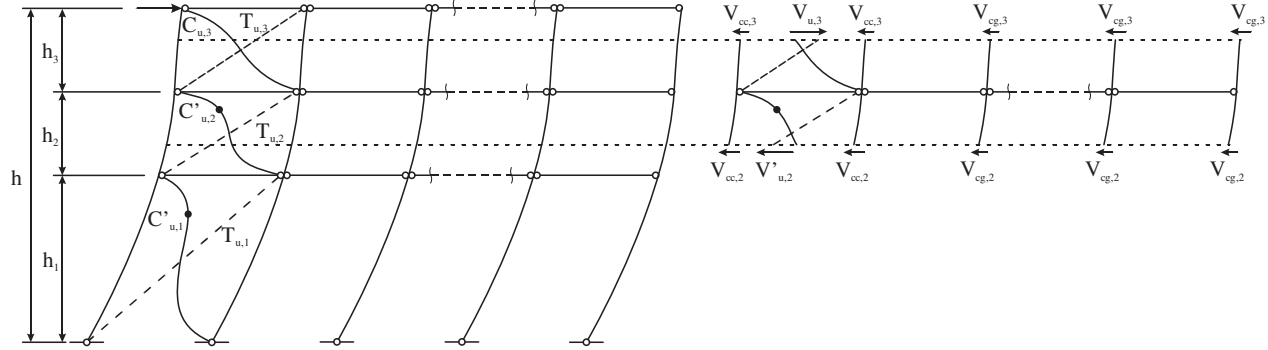


Figure 6-14: Cisaillement repris par les diagonales et les poteaux lorsque la plastification des diagonales tendues se propage du segment 2 au segment 3 dans le cas où le segment inférieur est critique.

En remaniant l'équation (6-20), on peut définir l'équilibre des efforts tranchants entre les segments 2 et 3 :

$$V_{cc,2} + V_{cc,3} = \frac{V_{u,3} - V'_{u,2}}{2} \times \frac{2I_{cc}}{2I_{cc} + n_{cg}I_{cg}} \quad (6-29)$$

Tout comme dans les équations développées ci-dessus, il est requis de déterminer une seconde relation entre les efforts tranchants $V_{cc,2}$ et $V_{cc,3}$. Pour ce faire, on suppose que les diagonales de ces segments ne participent plus à la rigidité latérale du système et que la force déséquilibrée entre les segments 1 et 2 est nulle. Les deux premiers segments agissent donc comme un seul grand segment. En supposant que les deux segments inférieurs agissent comme un seul segment, l'appui entre les segments 1 et 2 est retiré et l'effort tranchant est constant sur toute la hauteur de ce grand segment ($V_{cc,1} = V_{cc,2} = -R_0$ (figure 6-15)). Le déplacement latéral appliqué au sommet, Δ_p , se produit donc dans ces deux segments.

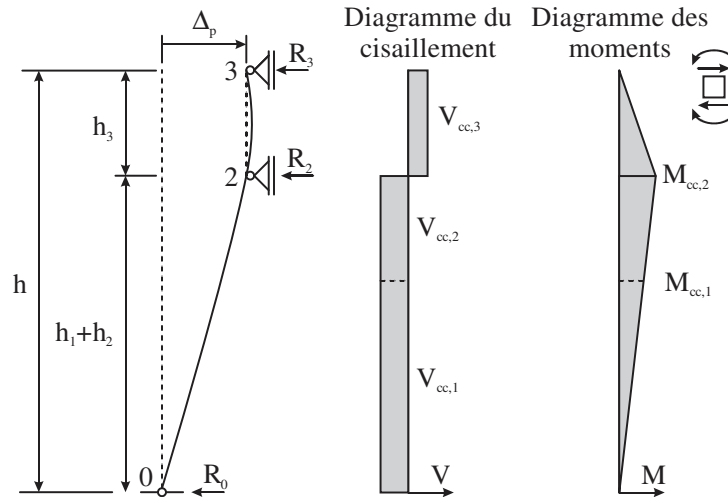


Figure 6-15: Relation entre $V_{cc,2}$ et $V_{cc,3}$ lorsque le premier segment est critique.

Dans ce scénario, il est possible de déterminer les inconnus uniquement en étudiant l'équilibre des moments par rapport au sommet du segment 3 :

$$R_0 h = -R_2 h_3 \quad (6-30)$$

En isolant R_2 de cette somme des moments et en remplaçant R_0 par $-V_{cc,2}$:

$$R_2 = V_{cc,2} \frac{2}{1-\alpha}; \alpha = \frac{h_1}{h} \quad (6-31)$$

En utilisant l'égalité $R_2 = V_{cc,2} + V_{cc,3}$ et l'équation (6-29), on peut écrire la solution finale :

$$V_{cc,2} = \frac{2I_{cc}}{2I_{cc} + n_{cg}I_{cg}} \times \frac{V_{u,3} - V'_{u,2}}{2} \times \frac{(1-\alpha)}{2} \quad (6-32)$$

Au final, on observe que l'effort tranchant $V_{cc,2}$ ne dépend que de la géométrie du CCSM, de la différence de force entre les forces reprises par les diagonales des segments 2 et 3 ainsi que des moments d'inertie des deux types de colonnes. Il est important de rappeler que pour obtenir ce résultat, on a supposé que les efforts tranchants dans les poteaux des segments 1 et 2 étaient identiques, ce qui n'est pas rigoureusement correct car les efforts dans les diagonales des segments 1 et 2 peuvent être tels qu'il y ait une différence des efforts tranchants repris par les diagonales de ces deux niveaux, ce qui produit des efforts tranchants différents dans les poteaux des segments 1

et 2. Ce phénomène est omis dans la méthode qui est proposée ici afin de simplifier la résolution des équations permettant de déterminer les moments dans les colonnes.

On rappelle aussi que la méthode proposée ici repose sur deux hypothèses importantes : 1) le segment critique est le segment à la base du contreventement (ou le second segment dans le cas d'un contreventement où le premier segment est plus haut et plus résistant que les segments identiques supérieurs, cas traité à la section 6.4.2), et 2) la propagation de la plastification des diagonales tendues se fait vers le haut dans la structure. Ces deux hypothèses ont été posées afin de créer la situation où les colonnes doivent être conçues pour résister à des moments en plus des efforts de compression qui sont maximums dans le premier segment. Cette situation est probablement la plus critique pour les colonnes du CCSM et doit être considérée pour leur conception. Elle est d'autant plus critique lorsque le premier segment est plus haut que les autres, ce qui donne une longueur non supportée plus grande pour les colonnes du premier segment. Comme on le verra au chapitre 8, il est possible que d'autres scénarios se développent durant un séisme (segment critique peut être le segment supérieur et plastification peut progresser différemment), selon la géométrie du contreventement, le mouvement sismique considéré dans l'analyse et la variation possible de la limite élastique de l'acier des diagonales. Les hypothèses qui ont été posées à cette étape ne visent donc pas à reproduire les différents scénarios pouvant se produire pendant un séisme, mais à s'assurer que les colonnes sont conçues pour le scénario le plus critique parmi les scénarios possibles.

La même approche a été utilisée pour des CCSM de 4 et 5 segments et les équations permettant de déterminer les moments et efforts tranchants dans les colonnes du CCSM sont résumées dans le tableau 6-15 pour des CCSM de 2 à 5 segments. Les valeurs sont données aux stades où la plastification de la diagonale tendue débute dans le segment 2 (1-2), le segment 3 (1-2-3), etc. Lorsque les colonnes gravitaires sont engagées, il faut ajouter le premier terme de l'équation (6-28) qui contient les moments d'inertie respectifs des colonnes du CCSM ($2I_{cc}$) et des colonnes gravitaires ($n_{cg}I_{cg}$). Pour déterminer les moments dans les colonnes gravitaires, il suffit d'appliquer l'équation (6-19) pour calculer les efforts tranchants respectifs et d'utiliser les équations du tableau 6-15. La forme du diagramme des moments sera identique pour les deux types de colonnes, mais les amplitudes seront différentes. Les efforts pondérés provenant de ces équations sont vérifiés à l'ANNEXE C.

Tableau 6-15: Moments et efforts tranchants dans les colonnes du CCSM lorsque le premier segment est critique.

Seg.	Diagonales tendues plastifiées	M_1	M_2	M_3	M_4	$V_{cc,i}$
5	1-2	$V_{cc,1}h_1$	$V_{cc,1}\frac{15\alpha h}{56}$	$-V_{cc,1}\frac{\alpha h}{14}$	$-V_{cc,1}\frac{\alpha h}{56}$	$\frac{V_{u2}-V'_{u1}}{2}\frac{14(1-\alpha)}{57\alpha+14}$
	1-2-3	$V_{cc,2}h_1$	$V_{cc,2}(h_1+h_2)$	$V_{cc,2}\frac{(3\alpha+1)h}{15}$	$-V_{cc,2}\frac{(3\alpha+1)h}{60}$	$\frac{V_{u3}-V'_{u2}}{2}\frac{15(1-\alpha)}{42\alpha+34}$
	1-2-3-4	$V_{cc,3}h_1$	$V_{cc,3}(h_1+h_2)$	$V_{cc,3}(h_1+2h_2)$	$V_{cc,3}\frac{(\alpha+1)h}{8}$	$\frac{V_{u4}-V'_{u3}}{2}\frac{2(1-\alpha)}{3\alpha+7}$
	1-2-3-4-5	$V_{cc,4}h_1$	$V_{cc,4}(h_1+h_2)$	$V_{cc,4}(h_1+2h_2)$	$V_{cc,4}(h_1+3h_2)$	$\frac{V_{u5}-V'_{u4}}{2}\frac{1-\alpha}{4}$
4	1-2	$V_{cc,1}h_1$	$V_{cc,1}\frac{4\alpha h}{15}$	$-V_{cc,1}\frac{\alpha h}{15}$	-	$\frac{V_{u2}-V'_{u1}}{2}\frac{5(1-\alpha)}{14\alpha+5}$
	1-2-3	$V_{cc,2}h_1$	$V_{cc,2}(h_1+h_2)$	$V_{cc,2}\frac{(2\alpha+1)h}{12}$	-	$\frac{V_{u3}-V'_{u2}}{2}\frac{12(1-\alpha)}{18\alpha+27}$
	1-2-3-4	$V_{cc,3}h_1$	$V_{cc,3}(h_1+h_2)$	$V_{cc,3}(h_1+2h_2)$	-	$\frac{V_{u4}-V'_{u3}}{2}\frac{1-\alpha}{3}$
3	1-2	$V_{cc,1}h_1$	$-V_{cc,1}\frac{\alpha h}{4}$	-	-	$\frac{V_{u2}-V'_{u1}}{2}\frac{2(1-\alpha)}{3\alpha+2}$
	1-2-3	$V_{cc,2}h_1$	$V_{cc,2}(h_1+h_2)$	-	-	$\frac{V_{u3}-V'_{u2}}{2}\frac{1-\alpha}{2}$
2	1-2	$V_{cc,1}h_1$	-	-	-	$\frac{V_{u2}-V'_{u1}}{2}(1-\alpha)$

Dans le tableau 6-15, on donne les valeurs en supposant que les diagonales tendues de tous les segments vont atteindre la plastification avant que le déplacement latéral anticipé au toit ($R_d R_o \Delta_e$) soit atteint. Il se peut que le déplacement latéral cible soit atteint avant que toutes les diagonales soient plastifiées. Dans ce cas, on peut obtenir les efforts au déplacement ($R_d R_o \Delta_e$) par interpolation linéaire entre les efforts calculés aux stades précédents et suivant l'atteinte de ce déplacement. Par exemple, si le déplacement anticipé est plus grand que celui correspondant à la plastification de deux diagonales tendues, mais inférieur à celui de trois diagonales tendues, l'interpolation est effectuée entre les efforts obtenus à ces deux stades.

Pour effectuer cette interpolation, il faut connaître le déplacement latéral de la structure à chacun des stades de plastification des diagonales tendues. Le déplacement latéral des segments comprend deux composantes telles qu'illustrées à la figure 6-16. La première composante provient de la déformation axiale élastique des diagonales et de la déformation en flexion des poteaux du CCSM, Δ_e , calculée à l'aide des équations (6-13) et (6-14). Ce déplacement dépend des efforts axiaux présents dans les différents éléments structuraux. La seconde composante provient du déplacement inélastique dans les segments flambés. Par exemple, lorsque la diagonale tendue du second segment atteint la plastification, la composante inélastique du déplacement Δ_p est localisée dans le segment inférieur (figure 6-13). Si on est au stade où la diagonale du troisième segment atteint la plastification, le déplacement inélastique est distribué dans les deux segments inférieurs qui sont flambés (figure 6-15). Dans chaque cas, on peut déterminer le déplacement inélastique en utilisant la méthode des trois moments à partir des moments de flexion déterminés avec les équations présentées précédemment dans cette section. À chacun des stades de plastification des diagonales tendues, la somme des composantes élastique et inélastique donne le déplacement latéral de chacun des segments. Les efforts de flexion utilisés lors de la vérification des deux types de colonnes sont basés sur la distribution de ces déplacements latéraux.

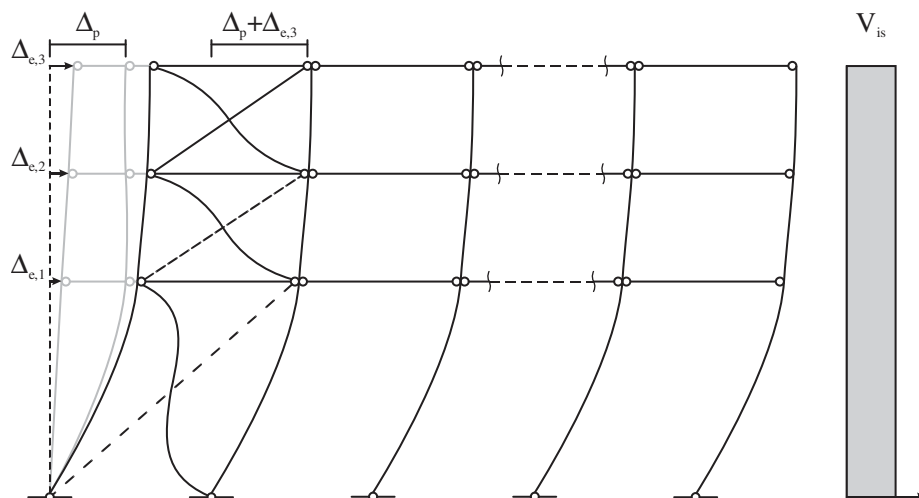


Figure 6-16: Décomposition des déplacements latéraux dans les segments lorsqu'il y a deux diagonales tendues plastifiées dans un CC3S.

6.4.2 Développement des équations lorsque le second segment est critique

Le second scénario critique pour la conception qui est possible dans le cas des CCSM avec un premier segment plus haut que les autres qui sont de même hauteur est celui où le second segment est le segment critique. La figure 6-17 présente la déformée et les forces imposées dans le CCSM lorsque le second segment est critique. Au début de la section 6.4, on avait fait l'hypothèse que la plastification dans les diagonales tendues se propage dans les segments supérieurs lorsque c'est requis. Pour ce scénario, on adopte aussi cette hypothèse et la seconde diagonale tendue qui atteint la plastification est celle du troisième segment. L'équilibre des efforts tranchants repris par les diagonales et les poteaux lorsque la plastification est initiée dans la seconde diagonale tendue est donc examiné entre les segments 2 et 3, tel que montré à la figure 6-17 pour un CC3S.

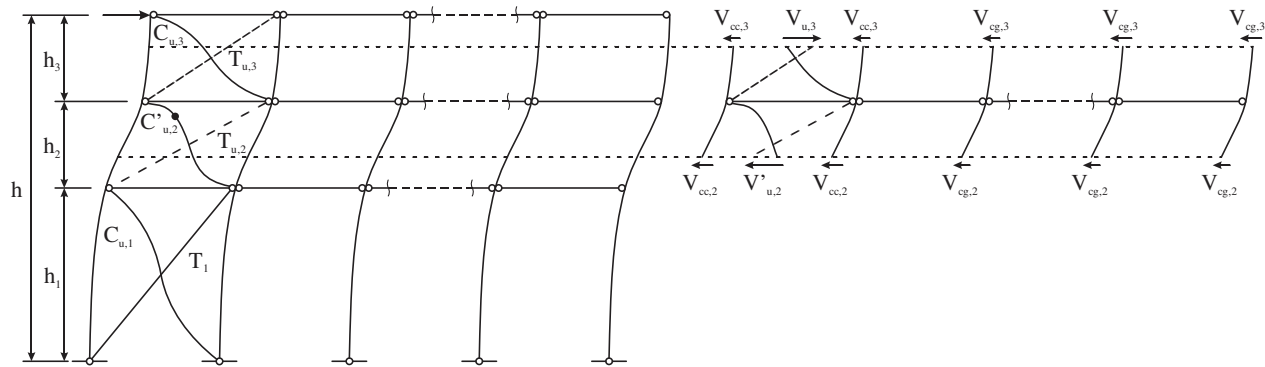


Figure 6-17: Cisaillement repris par les diagonales et les poteaux lorsque la plastification est initiée dans la deuxième diagonale tendue d'un CC3S avec le segment 2 critique.

Tout comme à la section 6.4.1, l'équilibre des efforts tranchants permet de construire l'équation suivante :

$$V_{cc,2} + V_{cc,3} = \frac{V_{u,3} - V'_{u,2}}{2} \times \frac{2I_{cc}}{2I_{cc} + n_{cg}I_{cg}} \quad (6-33)$$

L'équation (6-33) est identique à l'équation (6-20) et les mêmes conclusions sont applicables. La seconde relation liant $V_{cc,2}$ et $V_{cc,3}$ est toutefois différente. En effet, la déformation plastique Δ_p se produit dans le second segment, ce qui donne le profil de déformation et efforts dans les colonnes qui sont montrés à la figure 6-18.

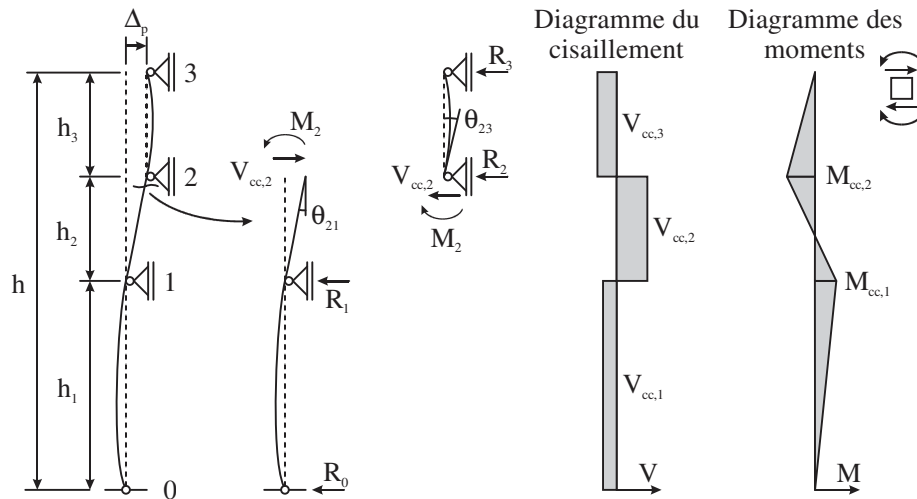


Figure 6-18: Relation entre $V_{cc,2}$ et $V_{cc,3}$ lorsque le second segment est critique.

Pour déterminer les efforts et les déformations du poteau pour ce scénario, on étudie séparément les segments du poteau de part et d'autre de l'appui 2. On exploite la continuité des rotations du poteau à cet appui pour résoudre le DCL entre les appuis 0 et la coupe au sommet du segment 2. Sur ce DCL, la rotation au point 2 provient de l'effort tranchant $V_{cc,2}$ et du moment $M_{cc,2}$. Les équations décrivant la rotation en tout point sont développées dans ce qui suit en étudiant les deux cas montrés à la figure 6-19.

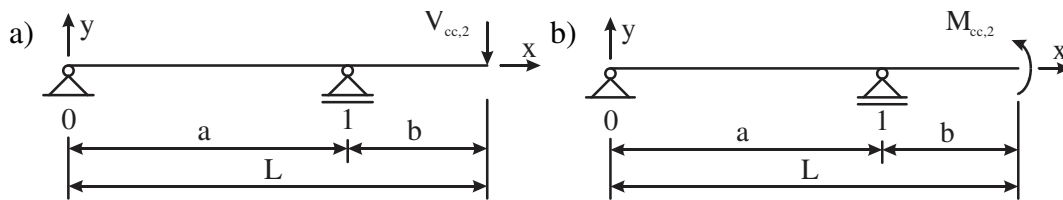


Figure 6-19: Étude de la rotation d'une poutre ayant un porte-à-faux : a) une charge P est appliquée à l'extrémité du porte-à-faux ; b) un moment est appliqué à l'extrémité du porte-à-faux.

La méthode de la double intégration est employée pour déterminer l'équation de la rotation de ce segment du poteau à l'appui 2. La méthode s'appuie sur la relation :

$$EI y'' = M \quad (6-34)$$

où EI est la rigidité en flexion du poteau, y'' représente la courbure du poteau en tout point et M est le moment de flexion au même point. La rotation est déterminée en intégrant l'équation (6-34).

Auparavant, on exprime le moment dans l'équation (6-34) en fonction de la force $V_{cc,2}$ et de la géométrie du CCSM. Pour le cas de la figure 6-19a, le moment de flexion induit par l'effort tranchant $V_{cc,2}$ peut s'écrire :

$$M = -\frac{V_{cc,2}b}{a}x + V_{cc,2}\left(\frac{a+b}{a}\right)(x-a) \quad (6-35)$$

où x est la position où le moment est calculé à partir de l'extrémité gauche (base du poteau). En introduisant l'équation (6-34) dans l'équation (6-35) et en intégrant le résultat, on obtient :

$$EI y' = \frac{V_{cc,2}}{2}\left(\frac{a+b}{a}\right)(x-a)^2 - \frac{V_{cc,2}b}{2a}x^2 + C_1 \quad (6-36)$$

La déflexion du poteau en tout point peut être obtenue en intégrant une seconde fois l'équation (6-34) :

$$EI y = \frac{V_{cc,2}}{6}\left(\frac{a+b}{a}\right)(x-a)^3 - \frac{V_{cc,2}b}{6a}x^3 + C_1x + C_2 \quad (6-37)$$

Les constantes C_1 et C_2 doivent être déterminées à partir des conditions d'appuis du poteau. À l'appui 0, la flèche y est nulle ($y(x=0) = 0$), ce qui mène au résultat $C_2 = 0$. La déformée est également nulle en $x = a$ ($y(x=a) = 0$) et la constance C_1 , en utilisant l'équation (6-37), est égale à $V_{cc,2}ba/6$. En remplaçant les valeurs de ces constantes dans l'équation (6-37), on obtient la déformée du poteau en tout point :

$$EI y = \frac{V_{cc,2}}{6}\left(\frac{a+b}{a}\right)(x-a)^3 - \frac{V_{cc,2}b}{6a}x^3 + \frac{V_{cc,2}b}{6}x \quad (6-38)$$

On peut dériver cette expression pour obtenir la rotation du poteau en tout point selon les conditions d'appuis du CCSM est donnée par :

$$EI y' = \frac{V_{cc,2}}{2}\left(\frac{a+b}{a}\right)(x-a)^2 - \frac{V_{cc,2}b}{2a}x^2 + \frac{V_{cc,2}ba}{6} \quad (6-39)$$

À $x = L$, la rotation du poteau (à l'appui 2) est :

$$y'(x=L) = \frac{V_{cc,2}}{2EIa}\left(L(L-a)^2 - bL^2 + \frac{ba^2}{3}\right) \quad (6-40)$$

En procédant de la même manière, les équations (6-39) et (6-40) peuvent être réécrites pour le cas du poteau soumis au moment $M_{cc,2}$ qui est illustré à la figure 6-19b :

$$EI y' = \frac{M_{cc,2}}{2a} \left(x^2 - (x-a)^2 - \frac{a^2}{3} \right) \quad (6-41)$$

, ce qui donne la rotation à $x = L$:

$$y'(x=L) = \frac{M_{cc,2}}{2EIa} \left(L^2 - (L-a)^2 - \frac{L^2}{3} \right) \quad (6-42)$$

En utilisant la méthode décrite à la section 6.4.1 et les équations (6-21), (6-40) et (6-42), on peut déterminer le moment $M_{cc,2}$ de la figure 6-18 à partir de l'équation :

$$M_{cc,2} = V_{cc,2} \frac{(\alpha-1)(\alpha+3)h}{8(2-\alpha)} \quad (6-43)$$

Par équilibre, en sachant que $R_3 = V_{cc,3}$, la réaction R_2 est donnée par :

$$R_2 = V_{cc,2} + V_{cc,3} = V_{cc,2} + \frac{M_3 - M_2}{h_3} = V_{cc,2} - \frac{M_2}{h_3}; M_3 = 0$$

, ce qui peut être simplifié à :

$$R_2 = V_{cc,2} \frac{3\alpha-11}{4(\alpha-2)} \quad (6-44)$$

Puisque $R_2 = V_{cc,2} + V_{cc,3}$, les équations (6-33) et (6-44) peuvent être résolues et on obtient l'effort tranchant $V_{cc,2}$:

$$V_{cc,2} = \frac{2I_{cc}}{2I_{cc} + n_{cg}I_{cg}} \times \frac{V_{u,3} - V'_{u,2}}{2} \times \frac{4(\alpha-2)}{3\alpha-11} \quad (6-45)$$

Tout comme à la section précédente, l'effort tranchant dans le deuxième segment dépend uniquement des moments d'inertie respectifs des colonnes, de la différence des efforts tranchants repris par les diagonales des segments 2 et 3 et du paramètre α . Cette équation peut être utilisée dans un scénario où les colonnes gravitaires ne sont pas engagées en éliminant le terme contenant les moments d'inertie.

Les équations ci-dessus ont été développées pour le stade de la plastification de la seconde diagonale tendue d'un contreventement à 3 segments. La même procédure a été appliquée pour les différents stades pour des CCSM de 2 à 5 segments et les équations pour les efforts sont résumées dans le tableau 6-16. Pour ces structures, on note que le dernier segment où la diagonale tendue est plastifiée est le segment 1 à la base de la structure.

Une fois que les forces ont été déterminées, la procédure expliquée à la section précédente est suivie afin de déterminer les déplacements horizontaux de chaque segment en tenant compte du fait que le segment critique est maintenant le deuxième segment. Les équations présentées dans le tableau 6-16 sont vérifiées à l'ANNEXE C.

Tableau 6-16: Formules développées lorsque le second segment est critique.

Seg.	Diagonales tendues plastifiées	M_1	M_2	M_3	M_4	$V_{cc,i}$
5	2-3	$M_2 + V_{cc,2}h_2$	$-V_{cc,2} \frac{15(1-\alpha)(5\alpha+3)h}{16(\alpha+29)}$	$V_{cc,2} \frac{(1-\alpha)(5\alpha+3)h}{4(\alpha+29)}$	$-V_{cc,2} \frac{(1-\alpha)(5\alpha+3)h}{16(\alpha+29)}$	$\frac{V_{u3} - V'_{u2}}{2} \frac{4(\alpha+29)}{99\alpha+173}$
	2-3-4	$M_3 + V_{cc,3}(h_2 + h_3)$	$M_3 + V_{cc,3}h_3$	$-V_{cc,3} \frac{4(\alpha-1)(\alpha+3)h}{23\alpha-55}$	$V_{cc,3} \frac{(\alpha-1)(\alpha+3)h}{23\alpha-55}$	$\frac{V_{u4} - V'_{u3}}{2} \frac{23\alpha-55}{3\alpha-115}$
	2-3-4-5	$M_4 + V_{cc,4}(h_2 + h_3 + h_4)$	$M_4 + V_{cc,4}(h_3 + h_4)$	$M_4 + V_{cc,4}h_4$	$-V_{cc,4} \frac{3(\alpha-9)(\alpha-1)h}{16(5-3\alpha)}$	$\frac{V_{u5} - V'_{u4}}{2} \frac{4(3\alpha-5)}{15\alpha-47}$
	2-3-4-5-1	$V_{cc,5}(h_2 + h_3 + h_4 + h_5)$	$V_{cc,5}(h_3 + h_4 + h_5)$	$V_{cc,5}(h_4 + h_5)$	$V_{cc,5}h_5$	$\frac{V_{u1} - V'_{u5}}{2} \times \alpha$
4	2-3	$V_{cc,2} \left(h_2 + \frac{4(1-\alpha)(\alpha+1)h}{7\alpha-31} \right)$	$V_{cc,2} \frac{4(1-\alpha)(\alpha+1)h}{7\alpha-31}$	$-V_{cc,2} \frac{(1-\alpha)(\alpha+1)h}{7\alpha-31}$	-	$\frac{V_{u3} - V'_{u2}}{2} \frac{7\alpha-31}{8\alpha+46}$
	2-3-4	$V_{cc,3} \left(h_2 + h_3 - \frac{2(1-\alpha)h}{7-4\alpha} \right)$	$V_{cc,3} \left(h_3 - \frac{2(1-\alpha)h}{7-4\alpha} \right)$	$-V_{cc,3} \frac{2(1-\alpha)h}{7-4\alpha}$	-	$\frac{V_{u4} - V'_{u3}}{2} \frac{7-4\alpha}{13-4\alpha}$
	2-3-4-1	$V_{cc,4}(h_2 + h_3 + h_4)$	$V_{cc,4}(h_3 + h_4)$	$V_{cc,4}h_4$	-	$\frac{V_{u1} - V'_{u4}}{2} \times \alpha$
3	2-3	$V_{cc,2} \left(h_2 + \frac{(\alpha-1)(\alpha+3)h}{8(2-\alpha)} \right)$	$V_{cc,2} \frac{(\alpha-1)(\alpha+3)h}{8(2-\alpha)}$	-	-	$\frac{V_{u3} - V'_{u2}}{2} \frac{4(\alpha-2)}{3\alpha-11}$
	2-3-1	$V_{cc,3}(h_2 + h_3)$	$V_{cc,3}h_3$	-	-	$\frac{V_{u1} - V'_{u3}}{2} \times \alpha$
2	2-1	$V_{cc,2}h_2$	-	-	-	$\frac{V_{u1} - V'_{u2}}{2} \times \alpha$

6.4.3 Conception des bielles et des lisses horizontales

Dans la nouvelle méthode de conception, on ajoute la contribution des colonnes gravitaires à la reprise des charges latérales. Sous l'effet des séismes, les colonnes gravitaires reprennent des efforts tranchants tout comme les colonnes du CCSM, ce qui induit des efforts axiaux dans les lisses horizontales. De plus, l'effort axial dans les lisses se cumule à chaque colonne gravitaire à partir de la colonne la plus éloignée du CCSM. On présente la distribution des efforts à la figure 6-20 lorsque les déformations inélastiques se développent dans le segment du bas. À partir du diagramme des efforts tranchants dans les colonnes gravitaires, un effort axial de compression et de traction est transmis aux lisses horizontales entre les segments 1-2 et 2-3. L'accumulation des efforts axiaux augmente donc l'effort axial dans la bielle entre les segments 1-2 et réduit l'effort axial dans la bielle entre les segments 2-3.

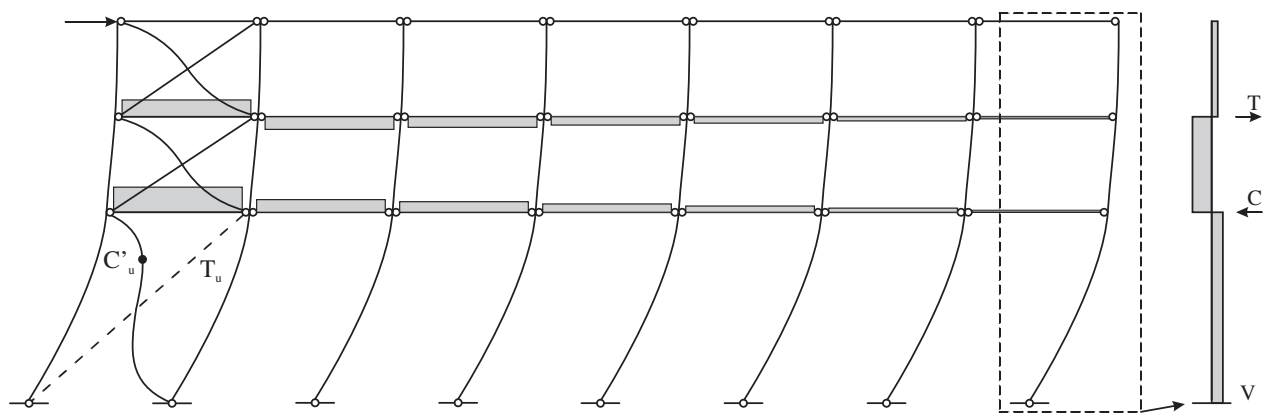


Figure 6-20: Efforts axiaux dans les bielles et les lisses horizontales lorsqu'il y a une seule diagonale tendue plastifiée.

À la section 2.3.3, on avait mentionné que les bielles étaient dimensionnées pour l'effort axial en supposant que toutes les diagonales comprimées ont atteint la résistance post-flambement C'_u en même temps que l'effort probable en traction T_u . La raison étant qu'il existe une certaine incertitude quant à la position du segment critique due à la variation possible de la limite élastique des diagonales et sur la propagation de la plastification dans le CCSM. Cette condition mène aux efforts maximums dans les bielles mais l'ajout des colonnes gravitaires reliées par des lisses horizontales peut modifier l'effort axial dans les différentes bielles. À la figure 6-20, la condition $C'_u - T_u$ est atteinte uniquement dans le segment du bas et, par conséquent, l'ajout de la contribution des lisses

n'engendre pas un effort supérieur à celui lorsque la condition $C'_u - T_u$ est atteinte dans les deux segments du bas.

Par contre, on peut retrouver la condition $C'_u - T_u$ entre deux segments adjacents lorsque la plastification se propage sur plusieurs segments. La distribution des efforts axiaux sous cette condition est illustrée à la figure 6-21. Dans cette figure, les diagonales comprimées des segments 1 et 2 ont atteint la résistance post-flambement C'_u . Pour ce stade de déformation, les deux segments inférieurs agissent comme un seul grand segment et l'effort tranchant est constant dans ces deux segments. L'effort axial qui se développe dans les lisses horizontales entre les segments 1-2 provient donc uniquement de la déformation des lisses qui peut influencer l'effort tranchant dans les différents poteaux gravitaires mais demeurent tout de même négligeable. L'effort axial cumulé dans la bielle devrait être similaire à l'effort obtenu sous la condition $C'_u - T_u$ dans tous les segments.

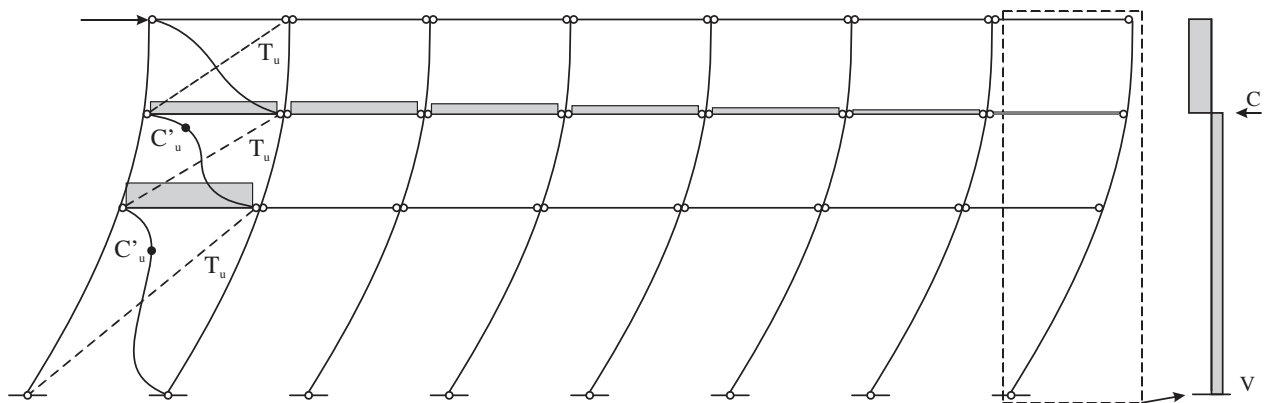


Figure 6-21: Efforts axiaux dans les bielles et les lisses horizontales lorsque la plastification en traction est initiée dans un troisième segment.

À la section 6.3, on avait présenté une autre configuration de SRCL dans laquelle les colonnes gravitaires étaient disposées de part et d'autre d'un CCSM. On présente la distribution des efforts axiaux à la figure 6-22. Comme on l'observe sur la figure, l'effort axial dans les lisses d'un même niveau dépend du côté qu'elles sont installées. En effet, pour l'exemple illustré ici, les lisses sont comprimées d'un côté et tendues de l'autre. Tout comme pour la configuration examinée plus haut, l'effort axial dans les bielles sera moindre que celle provenant de la condition $C'_u - T_u$ dans tous les segments.

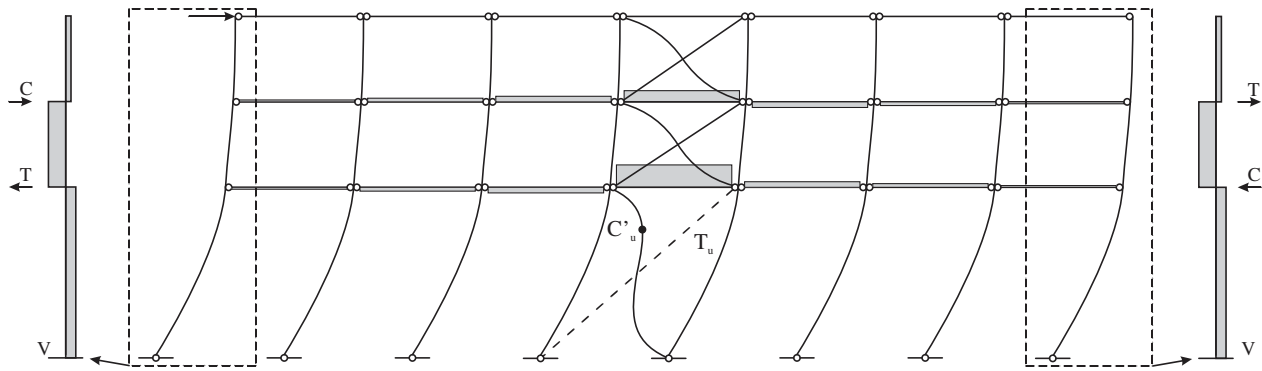


Figure 6-22: Efforts axiaux dans les bielles et les lisses horizontales lorsqu'il y a une seule diagonale tendue plastifiée avec des colonnes gravitaires de part et d'autre du CCSM.

À partir des observations faites dans cette section, on dimensionnera les bielles comme on l'avait présenté à la section 2.3.3 en supposant la condition $C'_u - T_u$ dans tous les segments. Pour la section d'acier des lisses horizontales, on supposera qu'elle est identique à celle des bielles. La résistance de la pièce sera suffisante puisque l'effort axial dans les lisses sera inférieur à l'effort provenant de la condition $C'_u - T_u$ dans tous les segments.

6.4.4 Exemple de conception basé sur la nouvelle méthode

Dans cette section, on reprend le dimensionnement de la structure CC3S de type MD située à Vancouver sur un sol de type E présentée à la section 6.3 en utilisant la nouvelle méthode de conception. La conception est premièrement effectuée en négligeant la rigidité en flexion des colonnes gravitaires pour comparer les résultats à ceux obtenus à la section 6.3. Une seconde conception est effectuée en considérant la rigidité en flexion des colonnes gravitaires. L'impact des colonnes gravitaires sur les colonnes du CCSM est également étudié en comparant les résultats obtenus.

Les diagonales et les bielles demeurent inchangées et la conception de ces éléments n'est pas reprise dans cette section. Les calculs s'attarderont sur les colonnes du CCSM et les colonnes gravitaires. À la section 6.3.1, on avait considéré le scénario où le segment 2 était le segment critique pour ce contreventement. On considère ici le même scénario et les équations présentées à la section 6.4.2 seront alors utilisées.

6.4.4.1 Conception sans le partage des efforts avec les colonnes gravitaires

Dans cet exemple, on présente une itération du calcul où l'on conserve la section W690x265 choisie à la section 6.3.2 pour les colonnes du CCSM et la section W310x86 qui a été obtenue pour les colonnes gravitaires sans considération des efforts sismiques. Pour ce contreventement, la période du mode fondamentale est de 0,70 s et $S(0,70) = 0,88$ g. La force latérale sismique transmise au CCSM est de 662 kN. En utilisant la démarche décrite à la section 6.3, le déplacement latéral élastique au toit est égal à 33,2 mm. En multipliant cette valeur par les coefficients $R_d = 3,0$ et $R_o = 1,3$ associés à un CC3S de type MD, on retrouve un déplacement anticipé $R_d R_o \Delta_e$ de 130 mm.

Afin d'obtenir le comportement du CC3S sous les charges sismiques à savoir le nombre de diagonales tendues, on doit premièrement comparer le déplacement latéral au toit lorsque la plastification en traction est initiée dans le segment critique et le déplacement cible au toit. Les efforts axiaux dans les diagonales et de flexion dans les poteaux sont donnés à la figure 6-23a. La méthode est similaire à celle présentée à la section 6.3 dans laquelle on utilise la méthode des trois moments avec les déplacements latéraux des trois segments calculés avec les équations (6-13) et (6-14). Pour rappel, on avait calculé $\delta_1 = 23,3$ mm et $\delta_3 = 15,8$ mm. Ces déplacements sont obtenus en négligeant la rigidité en flexion des poteaux du CCSM. Par conséquent, le cisaillement est entièrement repris par les diagonales. On calcule ensuite le déplacement horizontal de façon similaire dans le segment critique car la plastification est tout juste initiée dans ce segment et les déformations inélastiques ne sont pas importantes. On suppose toutefois que la diagonale comprimée du segment critique est flambée et la résistance de cette diagonale est alors C'_u . Comme la diagonale comprimée est flambée et que l'on suppose qu'elle ne participe plus à la rigidité du système, on utilise l'équation (6-14) pour déterminer le déplacement latéral du segment critique :

$$\delta_2 = \delta_{b,2} \frac{V'_{u,cr}}{V} + \frac{T_2 \cos \theta_2}{E} \left(\frac{L_{d,2}^3}{L^2 A_2} \right) = 2,3 \frac{1082}{662} + \frac{1084 \cos(33,7^\circ)}{200} \left(\frac{7211^3}{6000^2 \times 2480} \right) = 22,8 \text{ mm}$$

Dans cette équation, les valeurs de $V'_{u,cr}$ et V proviennent du tableau 6-1 et le déplacement $\delta_{b,2}$ provient du tableau 6-2. Le déplacement au toit qui initie la plastification dans la diagonale tendue du segment critique est de $\delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 61,9$ mm. Afin d'obtenir les efforts de flexion dans les poteaux du CCSM entre les segments 1-2, $M_{cc,1}$, et les segments 2-3, $M_{cc,2}$, on a recours aux équations de la méthode des trois moments développées à la section 6.3.2.1 :

$$\frac{1}{EI_{cc}} \begin{bmatrix} 2(h_1 + h_2) & h_2 \\ h_2 & 2(h_2 + h_3) \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \frac{6\delta_2}{h_2} - \frac{6\delta_3}{h_3} \\ \frac{6\delta_1}{h_1} - \frac{6\delta_2}{h_2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3,46 & 0,87 \\ 0,87 & 5,19 \end{bmatrix} \times 10^{-10} \times \begin{bmatrix} -0,0105 \\ -0,0166 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -40 \\ 39 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dans la norme CSA S16, il faut déterminer les efforts dans la structure lorsque le déplacement au toit atteint la valeur anticipée $R_d R_o \Delta_e$. Le déplacement anticipé du CC3S (130 mm) est plus grand que celui qui est requis pour initier la plastification de la diagonale tendue dans le segment critique (61,9 mm). Il faut donc déterminer les efforts au stade suivant, soit lorsque la diagonale tendue dans le segment 3 atteint la plastification, déterminer le déplacement latéral à ce stade et déterminer si ce déplacement est inférieur ou supérieur à 130 mm. Si c'est le cas, les efforts au moment où le déplacement au toit sera égal à 130 mm pourront être obtenus par interpolation linéaire entre les résultats obtenus aux deux stades. Les efforts lorsque la plastification en traction est initiée dans un deuxième segment sont présentés à la figure 6-23b et les calculs sont donnés plus bas.

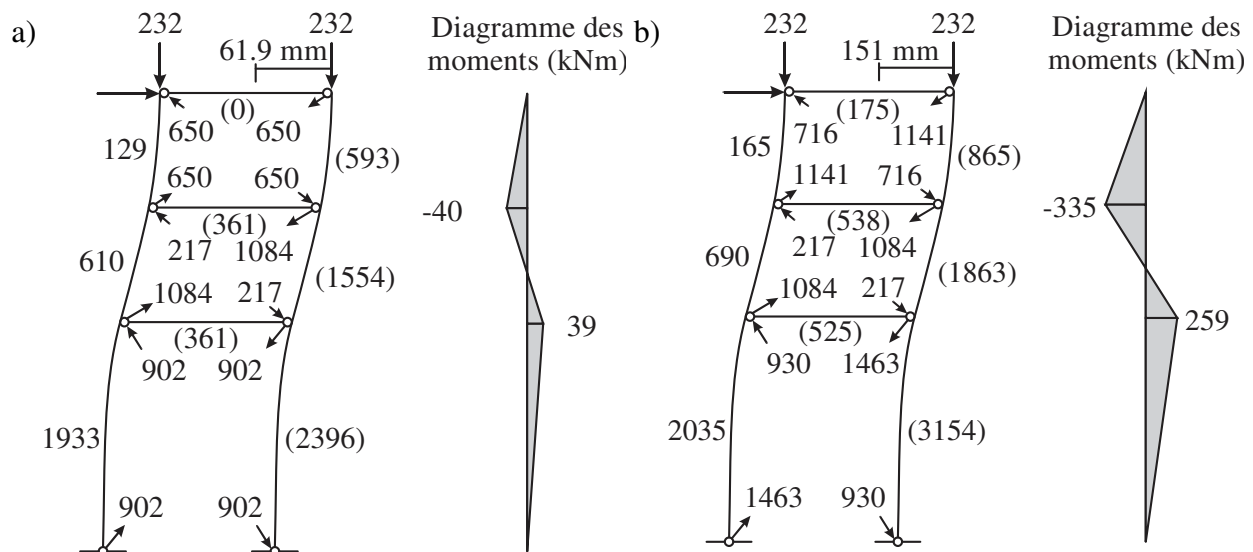


Figure 6-23: Efforts dans les différentes membrures du CC3S : a) lorsque la plastification de la diagonale tendue est initiée dans le segment critique (segment 2) ; b) lorsque la plastification est propagée dans un deuxième segment (segment 3).

Lorsque la plastification se propage à un segment supérieur (figure 6-23b), la première étape est de calculer la différence de cisaillement repris par les diagonales dans le segment critique et dans le segment au-dessus où la plastification de la diagonale tendue débute. Pour ce contreventement, les efforts dans les diagonales du second segment plastifié (segment 3) sont $C_{u,3}$ pour la diagonale comprimée et $T_{u,3}$ pour la diagonale tendue. Pour ce segment, on peut calculer le cisaillement repris par les diagonales, $V_{u,3}$, qui est égal à 1545 kN (voir le tableau 6-1). Le cisaillement probable post-flambement $V'_{u,2}$ dans le segment critique est de 1082 kN (incluant la réduction de 5% de la limite élastique de l'acier). La différence de 463 kN doit être reprise par les poteaux en tant qu'effort tranchant. En utilisant l'équation (6-45) sans le terme comprenant les inerties respectives des colonnes, le cisaillement repris par chacun des poteaux du segment critique $V_{cc,2}$ est :

$$V_{cc,2} = \frac{(1545 \text{ kN} - 1082 \text{ kN})}{2} \times \frac{4(0,5 - 2)}{3 \times 0,5 - 11} = 146 \text{ kN}$$

En utilisant les formules du tableau 6-16 pour le stade 2-3, le moment qui se développe dans les poteaux du CCSM entre les segments 1-2 est donné par :

$$M_{cc,1} = V_{cc,2} \left(h_2 + \frac{(\alpha - 1)(\alpha + 3)h}{8(2 - \alpha)} \right) = 146 \left(4 + \frac{16(0,5 - 1)(0,5 + 3)}{8(2 - 0,5)} \right) = 244 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

De façon similaire, on obtient $M_{cc,2} = -341 \text{ kN} \cdot \text{m}$. L'effort tranchant dans le segment 1 est obtenu en divisant le moment $M_{cc,1}$ par la hauteur du segment de 8 m et vaut -30,5 kN. Pour calculer le moment dans les poteaux gravitaires entre les segments 1-2, on utilise l'équation (6-19) :

$$M_{cg,1} = M_{cc,1} \frac{I_{cg}}{I_{cc}} = 244 \frac{44,5 \cdot 10^6}{231 \cdot 10^6} = 46,9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

On obtient la valeur des autres efforts de façon similaire. On calcule ensuite le déplacement associé à ces moments par la méthode des trois moments. En remaniant les équations (6-16) et (6-17), on obtient les rotations entre les segments 1-2 et les segments 2-3 à partir de :

$$\frac{1}{EI_{cc}} \begin{bmatrix} 2(h_1 + h_2) & h_2 \\ h_2 & 2(h_2 + h_3) \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} M_{cc,2} \\ M_{cc,1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3,46 & 0,87 \\ 0,87 & 5,19 \end{bmatrix} \times 10^{-10} \times \begin{bmatrix} -341 \\ 244 \end{bmatrix} \times 10^8 = \begin{bmatrix} 0,0971 \\ -0,0971 \end{bmatrix} \text{ rad.}$$

Comme montré à la figure 6-18, le déplacement plastique Δ_p est localisé dans le segment 2 et il est calculé comme suit :

$$\Delta_p = \frac{\theta_{12}}{6} h_2 = \frac{0,0971}{6} 4000 = 64,7 \text{ mm}$$

Les efforts de cisaillement et de flexion dans les autres segments sont présentés à la figure 6-24. Les efforts proviennent uniquement du déplacement latéral des appuis 2 et 3 de 64,7 mm (voir la figure 6-18).

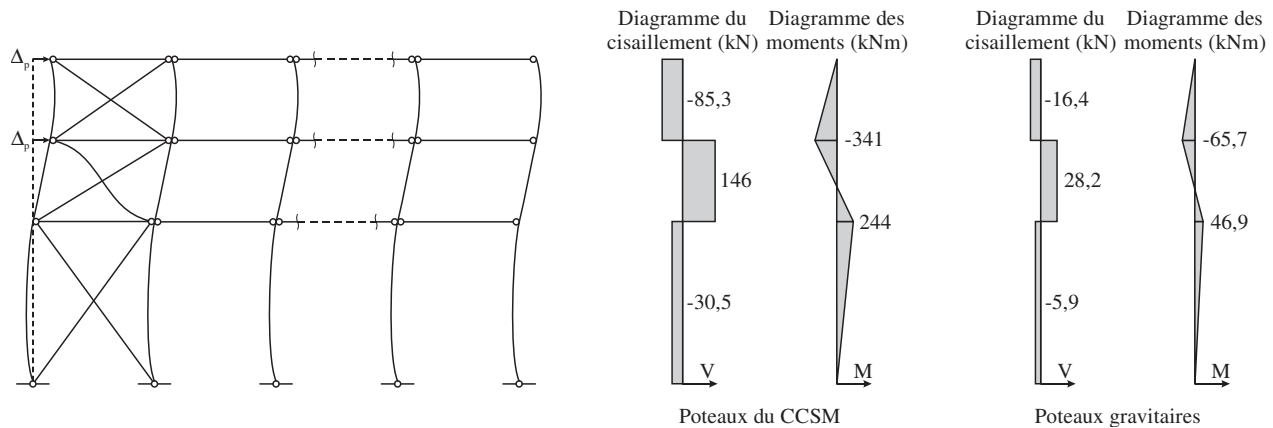


Figure 6-24: Efforts de cisaillement et de flexion repris par les deux types de poteaux soumis au déplacement plastique Δ_p lorsque la plastification de la diagonale tendue est initiée dans un deuxième segment (segment 3) pour une conception sans le partage des efforts avec les colonnes gravitaires.

Le déplacement latéral total des segments est calculé par la somme des composantes latérales du déplacement axial des diagonales et de la déformation en flexion des poteaux et du déplacement plastique Δ_p . La première étape consiste à déterminer le cisaillement intersegment V_{is} . Ce cisaillement est la somme des cisaillements repris par les diagonales et les deux types de colonnes. Par exemple, le cisaillement V_{is} calculé à partir du segment critique est :

$$V_{is} = V'_{u,2} + 2V_{cc,2} + n_{cg} V_{cg,2} = 1082 + 2 \times 146 = 1375 \text{ kN}$$

À partir du cisaillement intersegment, on peut déterminer le cisaillement repris par les diagonales V_d en soustrayant l'effort de cisaillement repris par les colonnes du CCSM au cisaillement V_{is} . Par exemple, dans le segment critique, il s'agit du cisaillement probable post-flambement $V'_{u,2}$.

Par la suite, on détermine l'effort axial dans les diagonales en limitant l'effort de compression à la résistance C'_u dans le segment critique et à la résistance C_u dans les segments 1 et 3. Les

déplacements horizontaux des segments sont ensuite calculés à l'aide des équations (6-13) et (6-14) et les valeurs obtenues sont présentées dans le tableau 6-17. Dans ce tableau, les efforts des diagonales du segment 2 ont été calculés avec la réduction de 5% de la limite élastique de l'acier.

Tableau 6-17: Déformations latérales des segments dans le CC3S lorsque la plastification de la diagonale tendue est initiée dans un deuxième segment (segment 3) pour une conception sans le partage des efforts avec les colonnes gravitaires.

Seg.	h_i (mm)	V_{is} (kN)	V_d (kN)	C_d (kN)	T_d (kN)	δ_s (mm)	δ_b (mm)	$\delta_s + \delta_b + \Delta_p$ (mm)	$\%h_i$ (-)
3	4000	1375	1545	-716	1141	19,9	6,3	26,2	0,66
2	4000	1375	1082	-217	1084	18,9	4,9	88,6	2,21
1	8000	1375	1435	-930	1463	32,3	4,3	36,6	0,46
Total	16000	-	-	-	-	71,2	15,5	151	0,80

Dans le tableau 6-17, les efforts C_d et T_d sont les efforts de compression et de tension dans les diagonales déterminés à partir du cisaillement V_d . Le déplacement total dans le segment 2 contient la déformation inélastique de 64,7 mm. Le plus grand déplacement est localisé dans le segment critique, ce qui était anticipé. On observe également que le déplacement au toit de 151 mm lorsque la plastification de la diagonale tendue est initiée dans un deuxième segment est supérieur au déplacement cible de 130 mm. Les déformations inélastiques de cette structure CC3S se concentrent uniquement dans le segment critique.

Les efforts de flexion et de cisaillement dans les deux types de colonnes présentés ci-haut étaient calculés pour le déplacement plastique Δ_p dans le segment 2 (figure 6-24). Comme mentionné à la section 6.4.1, les moments de flexion dans les deux types de colonnes doivent être calculés une seconde fois pour prendre en compte les composantes latérales du déplacement axial des diagonales et de la déformation en flexion des poteaux du CCSM. Les moments de conception lorsque la plastification de la diagonale tendue est initiée dans un deuxième segment (segment 3) sont calculés avec les équations (6-16) et (6-17) provenant de la méthode des trois moments. Ces efforts de flexion sont présentés à la figure 6-25.

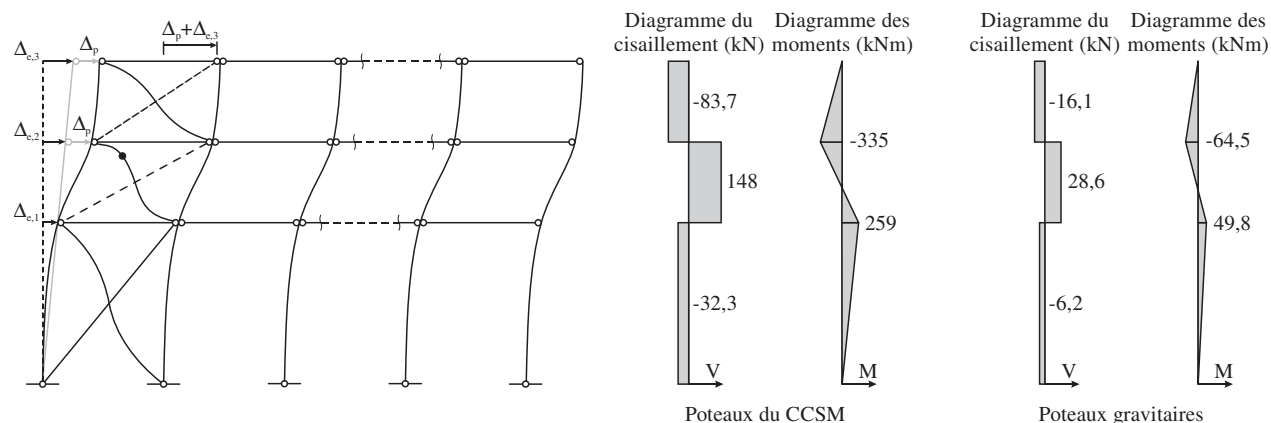


Figure 6-25: Efforts de cisaillement et de flexion repris par les deux types de poteaux soumis à la somme des déplacements plastique et élastique lorsque la plastification de la diagonale tendue est initiée dans un deuxième segment (segment 3) pour une conception sans le partage des efforts avec les colonnes gravitaires.

Avec les composantes latérales du déplacement axial des diagonales et la déformation en flexion des poteaux du CCSM, les moments de flexion dans les deux types de colonnes sont modifiés. Pour un déplacement au toit de 151 mm ($\Delta_p + \Delta_e$), les efforts de flexion entre les segments 1-2 et 2-3 sont respectivement 259 kN·m (+6%) et -335 kN·m (+2%). On note que les moments maximums dans les segments 2-3 (-335 kN·m) sont plus grands que le moment maximum dans le segment 1, situation qui provient essentiellement de la différence de hauteur entre les segments 1 et 3. Comme le segment 1 est plus haut, les colonnes de ce segment sont plus flexibles que celles dans le segment 3 et attirent moins d'efforts lorsque le déplacement plastique se produit dans le segment 2. La capacité des colonnes devra être vérifiée dans le segment 1 car l'effort de compression est maximal et dans le segment 2 car l'effort de flexion est maximal. Les colonnes du segment 3 devront également être vérifiées car le déversement peut être plus faible à cause d'un facteur ω_2 plus petit.

Finalement, il suffit d'interpoler les efforts entre les deux stades étudiés au déplacement cible pour obtenir les efforts de conception. Par exemple, l'interpolation du moment de flexion maximum entre les segments 1-2 se calcule selon :

$$M_{cc1} = 39 + (259 - 39) \frac{(130 - 61,9)}{(151 - 61,9)} = 205 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

L'interpolation est utilisée pour les moments de flexion et les efforts tranchants dans les deux types de colonnes, l'effort axial dans les bielles et les déplacements latéraux dans les segments. Les efforts de conceptions lorsqu'on ne considère pas les colonnes gravitaires dans la reprise des charges latérales sont présentés à la figure 6-26. Les moments de flexion dans les poteaux gravitaires sont calculés en utilisant l'équation (6-19).

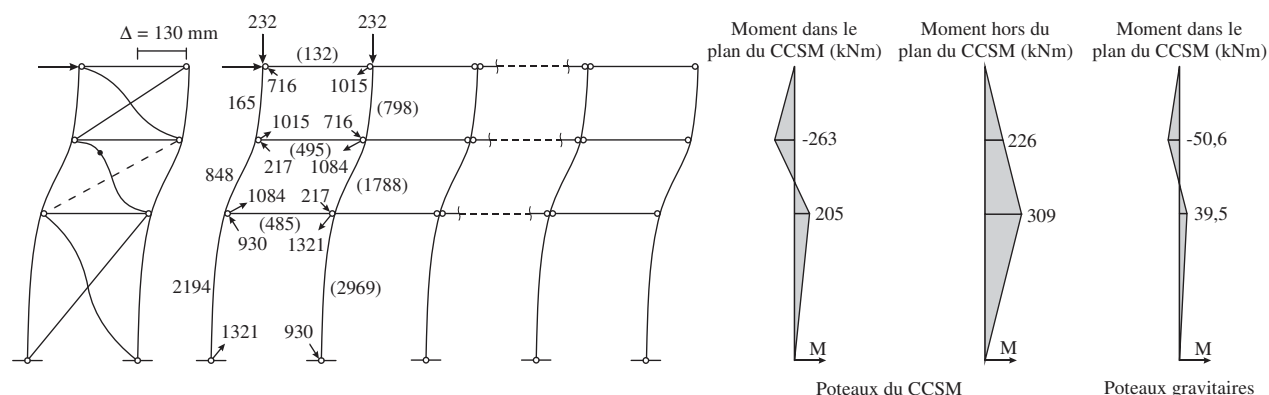


Figure 6-26: Efforts de dimensionnement des poteaux du CC3S au déplacement cible pour une conception sans le partage des efforts avec les colonnes gravitaires.

Dans la figure 6-26, on observe que les moments de flexion dans les poteaux du CCSM sont plus faibles que ceux obtenus à la section 6.3.2.1. En effet, la réduction est de 43% entre les segments 1-2 et de 51% entre les segments 2-3. Avec la méthode proposée, on obtient un effort de compression de 2969 kN dans le segment de poteau inférieur, soit une augmentation de 19%.

L'étape suivante consiste à vérifier la capacité des poteaux du CC3S sous les efforts de conception. Dans un premier temps, les différents paramètres pour le calcul des équations d'interactions sont présentés dans le tableau 6-18 et sont basés sur les commentaires du tableau 6-5. Les interactions des deux types de colonnes sont présentées dans le tableau 6-19.

Tableau 6-18: Facteurs d'amplifications des efforts de flexion pour la combinaison 1,0D + 1,0E + 0,25S pour les poteaux W690x265 du CC3S pour une conception sans le partage des efforts avec les colonnes gravitaires.

Seg.	Résistance de la section					Stabilité dans le plan de flexion					Stabilité hors du plan de flexion				
	ω_{1x}	U_{1x}	ω_{1y}	U_{1y}	β	ω_{1x}	U_{1x}	ω_{1y}	U_{1y}	β	ω_{1x}	U_{1x}	ω_{1y}	U_{1y}	β
3	1,00	1,04	0,60	1,00	0,6	1,00	1,04	0,60	0,62	0,85	1,00	1,04	0,60	0,62	0,85
2	1,00	1,09	0,40	1,00	0,6	1,00	1,09	0,40	0,43	0,85	1,00	1,09	0,40	0,43	0,85
1	1,00	1,15	0,60	1,03	0,6	1,00	1,15	0,60	1,03	0,85	1,00	1,15	0,60	1,03	0,85

Tableau 6-19: Vérification des états limites ultimes des poteaux du CCSM W690x265 et des poteaux gravitaires W310x86 pour une conception sans le partage des efforts avec les colonnes gravitaires.

Segment	C_f (kN)	$M_{fx,i}$ (kN·m)	$M_{fx,j}$ (kN·m)	$M_{fy,i}$ (kN·m)	$M_{fy,j}$ (kN·m)	Résistance de la section	Stabilité dans le plan de flexion	Stabilité hors du plan de flexion	Flexion biaxiale
Poteaux du CCSM W690x265									
3	798	226	0	-263	0	0,40	0,39	0,38	0,50
2	1788	309	226	205	-263	0,52	0,47	0,46	0,53
1	2969	0	309	0	205	0,59	1,02	1,03	0,44
Poteaux gravitaires W310x86									
3	232	0	0	-50,6	0	0,25	0,26	0,26	0,31
2	232	0	0	39,5	-50,6	0,25	0,21	0,21	0,31
1	232	0	0	0	39,5	0,21	0,37	0,37	0,24

Dans le tableau 6-19, l'interaction maximale dans les poteaux du CCSM est de 1,03. Lors de la vérification de la stabilité, un ratio de 1,03 est jugé acceptable. Pour rappel, le ratio maximal obtenu à la section 6.3.2.1 était de 0,96 pour un effort de compression plus faible et un moment de flexion plus élevé. Basée sur ce résultat, la conception du CC3S à l'étude avec méthode proposée est conservatrice pour les poteaux du CC3S. Aussi, dans les analyses temporelles effectuées à la section 8.5 sur plusieurs CCSM, on s'est rendu compte que les poteaux du CCSM sont essentiellement sollicités par l'effort de compression. La prédiction d'un effort de compression plus faible n'est donc pas sécuritaire et c'est l'une des raisons pour lesquelles on n'a pas retenu la méthode S16-14.

On observe également une réduction des moments de flexion dans les colonnes gravitaires. L'interaction maximale dans les poteaux gravitaires passe donc de 0,43 à 0,37. Les poteaux

gravitaires possèdent une grande réserve de capacité due aux combinaisons avec la charge de vent comme on l'avait noté à la section 6.3.2.2.

La comparaison entre les résultats obtenus avec la méthode de conception et l'analyse SAP2000 effectuée à la section 6.3.4 est présentée dans le tableau 6-20. Les moments de flexion obtenus de la méthode proposée au niveau des bielles sont légèrement supérieurs à ceux de l'analyse SAP2000. En fait, la méthode proposée surestime de 4% l'effort entre les segments 1-2 et de +6% entre les segments 2-3. Cet effort supplémentaire est attribué au déplacement latéral supérieur dans le segment critique (+2,4%). Les prédictions de la méthode proposée correspondent bien aux résultats de l'analyse SAP2000.

Tableau 6-20: Comparaison des efforts entre la conception et le logiciel SAP2000.

Seg.	Efforts anticipés (outil Excel)					Efforts obtenus de l'analyse SAP2000				
	C_d (kN)	T_d (kN)	$C_{f,poteau}$ (kN)	δ_i (mm)	M_{fy} (kN·m)	C_d (kN)	T_d (kN)	$C_{f,poteau}$ (kN)	δ_i (mm)	M_{fy} (kN·m)
3	-716	1015	-798	23,7	-263	-716	1006	-790	23,8	-249
2	-217	1084	-1788	72,5	205	-217	1084	-1788	70,8	197
1	-930	1321	-2969	33,4	205	-930	1329	-2972	34,9	197

6.4.4.2 Conception avec le partage des efforts avec les colonnes gravitaires

Dans cette section, on reprend le dimensionnement présenté précédemment mais en partageant les efforts avec les colonnes gravitaires. Le partage des efforts sismiques entre les deux types de colonnes permet de réduire les moments dans les colonnes du CCSM alors que des moments additionnels sont imposés dans les colonnes gravitaires. Comme la distribution des efforts entre les deux types de colonnes dépend de la rigidité des colonnes, le calcul est itératif.

La première étape consiste à comparer le déplacement cible du CC3S au déplacement requis pour initier la plastification dans la diagonale tendue du segment critique. Ce déplacement a été calculé à la section 6.4.4.1 et correspond à 61,9 mm. Ce déplacement est inférieur au déplacement anticipé au toit de 130 mm et on anticipe qu'il y ait peut-être une autre diagonale tendue dans le CC3S.

La méthode pour obtenir les efforts lorsque la plastification de la diagonale tendue est initiée dans un deuxième segment (segment 3) est similaire à celle présentée à la section 6.4.4.1 sauf que l'on considère ici la rigidité en flexion des colonnes gravitaires. Comme mentionné plus haut, on

détermine l'effort tranchant repris par les poteaux du CCSM dans le segment critique $V_{cc,2}$ pour l'effort déséquilibré entre les segments 2 et 3 de 463 kN ($V_{u,3} - V'_{u,2}$). Ce cisaillement est atteint lorsque les efforts dans les diagonales du second segment plastifié (segment 3) sont $C_{u,3}$ pour la diagonale comprimée et $T_{u,3}$ pour la diagonale tendue. En utilisant l'équation (6-45) de la section 6.4.2, le cisaillement repris par chacun des poteaux du segment critique est :

$$V_{cc,2} = \frac{2 \times 231000000 \text{ mm}^4}{2 \times 231000000 \text{ mm}^4 + 6 \times 44500000 \text{ mm}^4} \times \frac{(1545 \text{ kN} - 1082 \text{ kN})}{2} \times \frac{4(0,5 - 2)}{3 \times 0,5 - 11} = 92,7 \text{ kN}$$

À la section 6.4.4.1, on avait calculé un effort tranchant de 146 kN dans les poteaux du CC3S lorsque la plastification était amorcée dans une deuxième diagonale tendue. Les colonnes gravitaires ont donc pour effet de réduire l'effort tranchant dans les poteaux du CC3S pour le même stade de déformation (plastification dans deux diagonales tendues). Le moment de flexion qui se développe dans les poteaux du CCSM entre les segments 1-2 est calculé en utilisant les équations du tableau 6-16 pour le stade 2-3 :

$$M_{cc,1} = V_{cc,2} \left(h_2 + \frac{(\alpha - 1)(\alpha + 3)h}{8(2 - \alpha)} \right) = 92,7 \left(4 + \frac{16(0,5 - 1)(0,5 + 3)}{8(2 - 0,5)} \right) = 154 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

De façon similaire, on obtient $M_{cc,2} = -216 \text{ kN} \cdot \text{m}$. Le moment de flexion présent dans les poteaux gravitaires est obtenu avec l'équation (6-19) :

$$M_{cg,1} = M_{cc,1} \frac{I_{cg}}{I_{cc}} = 154 \frac{44,5 \cdot 10^6}{231 \cdot 10^6} = 29,8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

On obtient la valeur des autres efforts de façon similaire. Par la suite, on détermine les rotations entre les segments 1-2 et 2-3 par la méthode des trois moments à partir des moments calculés :

$$\frac{1}{EI_{cc}} \begin{bmatrix} 2(h_1 + h_2) & h_2 \\ h_2 & 2(h_2 + h_3) \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} M_{cc,2} \\ M_{cc,1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3,46 & 0,87 \\ 0,87 & 5,19 \end{bmatrix} \times 10^{-10} \times \begin{bmatrix} -216 \\ 154 \end{bmatrix} \times 10^8 = \begin{bmatrix} 0,0615 \\ -0,0615 \end{bmatrix} \text{ rad.}$$

Le déplacement plastique Δ_p qui se développe dans le segment critique est calculé comme suit :

$$\Delta_p = \frac{\theta_{12}}{6} h_2 = \frac{0,0615}{6} 4000 = 41,0 \text{ mm}$$

Les efforts de cisaillement et de flexion dans les autres segments sont présentés à la figure 6-27. Les efforts proviennent uniquement du déplacement latéral des appuis 2 et 3 de 41,0 mm (voir la figure 6-18).

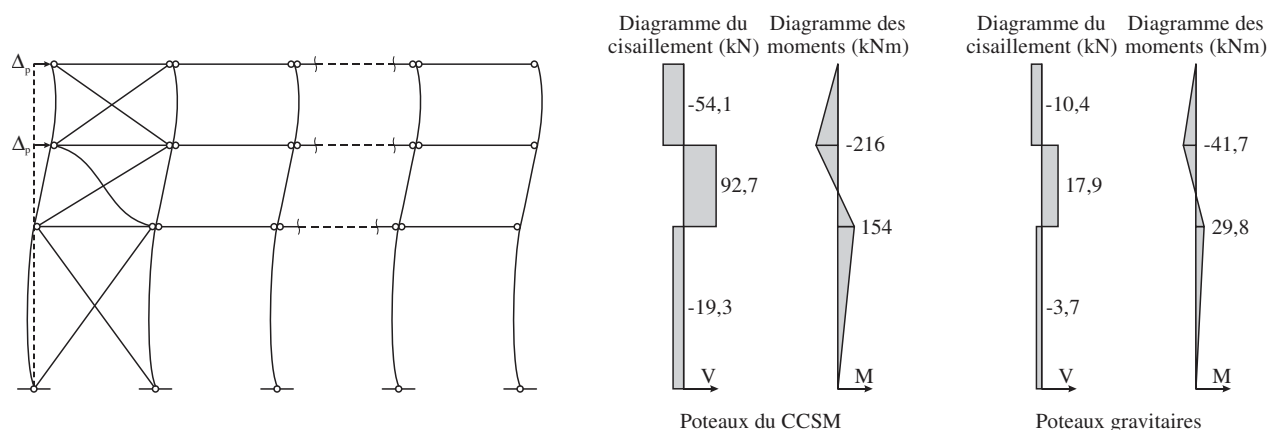


Figure 6-27: Efforts de cisaillement et de flexion repris par les deux types de poteaux soumis au déplacement plastique Δ_p lorsque la plastification de la diagonale tendue est initiée dans un deuxième segment (segment 3) pour une conception avec le partage des efforts avec les colonnes gravitaires.

Tout comme à la section précédente, on doit maintenant calculer le cisaillement intersegment afin de calculer la composante latérale du déplacement axial des diagonales et de la déformation en flexion des poteaux. Le cisaillement V_{is} dans le segment critique correspond à :

$$V_{is} = V'_{u,2} + 2V_{cc,2} + n_{cg} V_{cg,2} = 1082 + 2 \times 92,7 + 6 \times 17,9 = 1375 \text{ kN}$$

On observe que le cisaillement intersegment est identique à celui qui a été calculé pour une conception sans la contribution des colonnes gravitaires à la reprise des charges latérales. La baisse de l'effort tranchant repris par les colonnes du CCSM ($2 \times 146 - 2 \times 92,7 = 107 \text{ kN}$) est compensée par l'effort tranchant repris par les colonnes gravitaires.

En connaissant le cisaillement intersegment, on peut facilement déterminer les efforts axiaux dans les diagonales en limitant l'effort axial à la résistance C'_u dans le segment critique et à la résistance C_u dans les autres segments. On calcul ensuite les déplacements horizontaux des segments avec les équations (6-13) et (6-14). Les résultats sont donnés dans le tableau 6-21 dans lequel les efforts des diagonales du segment 2 ont été calculés avec la réduction de 5% de la limite élastique de l'acier.

Tableau 6-21: Déformations latérales des segments dans le CC3S lorsque la plastification de la diagonale tendue est initiée dans un deuxième segment (segment 3) pour une conception avec le partage des efforts avec les colonnes gravitaires.

Seg.	h_i (mm)	V_{is} (kN)	V_d (kN)	C_d (kN)	T_d (kN)	δ_s (mm)	δ_b (mm)	$\delta_s + \delta_b + \Delta_p$ (mm)	$\%h_i$ (-)
3	4000	1375	1545	-716	1141	19,9	6,3	26,2	0,66
2	4000	1375	1082	-217	1084	18,9	4,9	64,9	1,62
1	8000	1375	1435	-930	1463	32,3	4,3	36,6	0,46
Total	16000	-	-	-	-	71,2	15,5	128	0,80

Dans le tableau 6-21, les efforts C_d et T_d sont les efforts de compression et de tension dans les diagonales déterminés à partir du cisaillement V_d . Le déplacement total dans le segment 2 contient la déformation inélastique de 41,0 mm. Comme on l'anticipait, le plus grand déplacement latéral est localisé dans le segment critique. On remarque également que le déplacement de 128 mm correspondant au stade lorsque la plastification est initiée dans une deuxième diagonale tendue est inférieur au déplacement cible au toit de 130 mm. Ce résultat indique que la plastification de la diagonale tendue est propagée dans une troisième diagonale tendue (segment 3). Les calculs pour obtenir les efforts au stade lorsque la plastification en traction est initiée dans un troisième segment sont présentés plus bas. Dans une conception qui ne considère pas la rigidité en flexion des colonnes gravitaires, un déplacement au toit de 151 mm est requis pour initier la plastification dans une deuxième diagonale tendue comparativement à un déplacement de 128 mm lorsque les colonnes gravitaires sont mobilisées. Les colonnes gravitaires augmentent la rigidité latérale du système, ce qui réduit le déplacement requis pour propager la plastification au segment adjacent supérieur.

Comme mentionné à la section précédente, il faut calculer une seconde fois les efforts dans les différentes membrures en ajoutant la déformation axiale des diagonales et la déformation en flexion des poteaux. Pour ce faire, on utilise la méthode des trois moments avec les déplacements latéraux du tableau 6-21. Les résultats sont présentés à la figure 6-28.

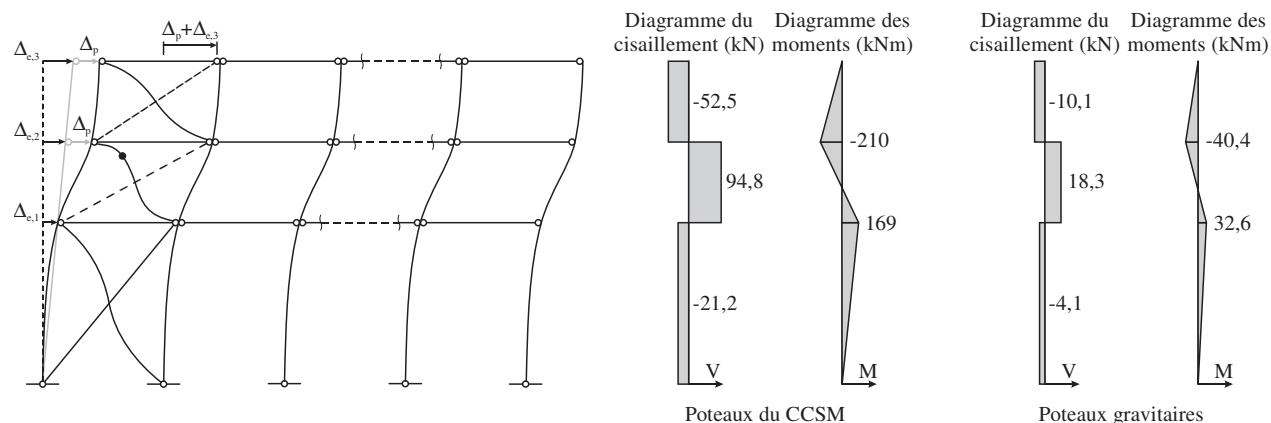


Figure 6-28: Efforts de cisaillement et de flexion repris par les deux types de poteaux soumis à la somme des déplacements plastique et élastique lorsque la plastification de la diagonale tendue est initiée dans un deuxième segment (segment 3) pour une conception avec le partage des efforts avec les colonnes gravitaires.

En ajoutant la déformation axiale des diagonales et la déformation en flexion de poteaux du CCSM, on modifie la répartition des moments dans les colonnes. En effet, le moment de flexion entre les segments 1-2 passe de 154 kN·m à 169 kN·m (+9%) et de -216 kN·m à -210 kN·m (-3%) entre les segments 2 et 3. Comme mentionné à la section précédente, les moments maximums dans les segments 2-3 sont plus grands à cause que les poteaux sont plus courts et donc plus rigides dans ces segments.

Comme on le mentionne à plusieurs reprises, il faut déterminer les efforts dans le CC3S lorsque le déplacement au toit atteint la valeur anticipée $R_d R_o \Delta_e$. Dans les calculs précédents, on a déterminé que le déplacement au toit requis pour plastifier la diagonale tendue du segment critique est de 61,9 mm et celui requis pour initier la plastification de la diagonale tendue d'un deuxième segment est de 128 mm. Le déplacement cible de 130 mm est supérieur à ces deux stades. Les calculs sont donc repris pour déterminer les efforts lorsque la plastification en traction est amorcée dans un troisième segment (segment 1). Pour cette structure, le déplacement au toit au stade précédent (128 mm) est très près de la valeur cible de 130 mm et on anticipe que le déplacement au toit au stade où la diagonale du segment 1 va plastifier sera supérieur à 130 mm. Dans ce cas, les efforts au moment où le déplacement au toit sera égal à 130 mm pourront être obtenus par interpolation linéaire entre les résultats obtenus aux deux stades.

Pour déterminer les efforts et déplacements au stade où la diagonale du segment 1 atteint la plastification, on refait le même exercice mais en utilisant les formules du tableau 6-16 pour le stade 2-3-1. La première étape consiste à calculer le cisaillement repris par les colonnes du CCSM dans le segment 3 $V_{cc,3}$:

$$V_{cc,3} = \frac{2 \times 231000000 \text{ mm}^4}{2 \times 231000000 \text{ mm}^4 + 6 \times 44500000 \text{ mm}^4} \times \frac{(1598 \text{ kN} - 1139 \text{ kN})}{2} \times 0,5 = 72,8 \text{ kN}$$

En connaissant la valeur du cisaillement repris par les poteaux du CCSM dans le segment 3, on peut calculer les moments de flexion maximum entre les segments 2-3 et les segments 1-2 comme suit :

$$M_{cc,2} = V_{cc,3} (h_3) = 72,8(4) = 291 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cc,1} = V_{cc,3} (h_2 + h_3) = 72,8(4 + 4) = 582 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dans cet exercice, le déplacement plastique se développe dans les segments dont la diagonale tendue est plastifiée, soit les segments 2 et 3. Avec la méthode des trois moments, on peut calculer les rotations entre les segments 1-2 et 2-3 à partir du produit matriciel suivant :

$$\frac{1}{EI_{cc}} \begin{bmatrix} 2(h_1 + h_2) & h_2 \\ h_2 & 2(h_2 + h_3) \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} M_{cc,2} \\ M_{cc,1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3,46 & 0,87 \\ 0,87 & 5,19 \end{bmatrix} \times 10^{-10} \times \begin{bmatrix} 291 \\ 582 \end{bmatrix} \times 10^8 = \begin{bmatrix} -0,151 \\ -0,328 \end{bmatrix} \text{ rad.}$$

On calcule ensuite le déplacement plastique dans les segments 2 et 3 :

$$\Delta_{p,2} = \frac{\theta_{12}}{6} h_2 = \frac{0,328}{6} 4000 = 218 \text{ mm}$$

$$\Delta_{p,3} = \Delta_{p,2} + \frac{\theta_{23}}{6} h_3 = 218 + \frac{0,151}{6} 4000 = 319 \text{ mm}$$

À la suite du calcul du déplacement plastique dans les segments 2 et 3, on doit déterminer les déplacements élastiques dans les segments. Les résultats sont donnés dans le tableau 6-22. On observe que le déplacement requis pour initier la plastification dans la diagonale tendue d'un troisième segment (segment 1) est de 627 mm, ce qui est supérieur au déplacement cible de 130 mm.

Tableau 6-22: Déformations latérales des segments dans le CC3S lorsque la plastification de la diagonale tendue est initiée dans un troisième segment (segment 1).

Seg.	h_i (mm)	V_{is} (kN)	V_d (kN)	C_d (kN)	T_d (kN)	δ_s (mm)	δ_b (mm)	$\delta_s + \delta_b + \Delta_p$ (mm)	$\%h_i$ (-)
3	4000	1369	1139	-228	1141	19,9	4,6	344	8,59
2	4000	1369	1139	-217	1084	18,9	4,0	241	6,03
1	8000	1369	1598	-930	1734	38,3	4,0	42,3	0,53
Total	16000	-	-	-	-	77,2	12,6	627	3,92

À partir des déplacements latéraux des segments, on calcule les efforts de cisaillement et de flexion de conception des deux types de colonnes avec la méthode proposée. Les résultats sont montrés à la figure 6-29.

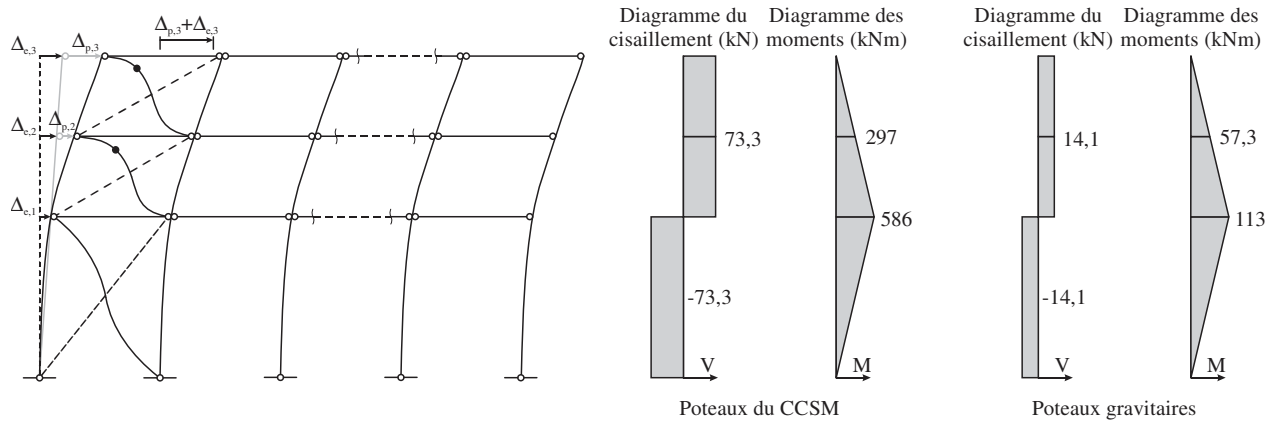


Figure 6-29: Efforts de cisaillement et de flexion repris par les deux types de poteaux soumis à la somme des déplacements plastique et élastique lorsque la plastification de la diagonale tendue est initiée dans un troisième segment (segment 1).

Comme mentionné plus haut, on doit finalement interpoler les efforts et déplacements horizontaux au déplacement cible de 130 mm entre le stade lorsque la plastification est atteinte dans un deuxième segment (segment 3) et le stade lorsque la plastification est atteinte dans un troisième segment (segment 1). Par exemple, le moment de flexion dans les poteaux du CCSM au droit du segment 1 M_{cc2} est donné par :

$$M_{cc1} = 169 + (586 - 169) \frac{(130 - 128)}{(627 - 128)} = 171 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

On obtient les moments de flexion, les efforts tranchants et les déplacements horizontaux de façon similaire pour les autres segments et les poteaux gravitaires. Les résultats sont présentés dans le tableau 6-23.

Tableau 6-23: Efforts pondérés dans les deux types de colonnes et déplacements latéraux du CC3S pour différents déplacements au toit.

Δ_{toit}	128 mm*				130 mm ($R_d R_o \Delta_e$)				627 mm**			
Seg.	$M_{fy,cc}$ (kN·m)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cg}$ (kN·m)	δ_i (mm)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cg}$ (kN·m)	δ_i (mm)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cg}$ (kN·m)	δ_i (mm)
3	-210	-865	-40,4	26,2	-208	-865	-40,0	27,4	297	-865	57,3	344
2	169	-1863	32,6	64,9	171	-1862	32,9	65,5	586	-1592	113	241
1	169	-3154	32,6	36,6	171	-3153	32,9	36,6	586	-3100	113	42,3
* Déplacement latéral au toit lorsque la plastification en traction est initiée dans le segment 3.												
** Déplacement latéral au toit lorsque la plastification en traction est initiée dans le segment 1.												

Dans le tableau 6-23, $M_{fy,cc}$ est le moment de flexion pondéré repris par les colonnes du CCSM (CC), $C_{f,cc}$ est l'effort axial dans la colonne comprimée du CCSM et $M_{fy,cg}$ est le moment de flexion repris par les colonnes gravitaires (CG).

Entre une conception sans et avec la participation des colonnes gravitaires à la reprise des charges sismiques, on note une diminution des efforts de flexion dans les colonnes du CCSM. En effet, au niveau des bielles entre les segments 1-2 et 2-3, les moments de flexion diminuent de 205 kN·m à 171 kN·m (-17%) et de -263 kN·m à -208 kN·m (-26%), respectivement. On note également que le déplacement horizontal du segment critique diminue de 72,5 mm à 65,5 mm (-11%). Par contre, l'effort axial dans le poteau comprimé inférieur du CCSM augmente de 2969 kN à 3154 kN (+6%). Cet effort supplémentaire est attribué à l'effort axial plus élevé dans les diagonales tendues des segments 1 et 3.

Il est également utile de comparer le pourcentage du moment total du SRCL qui est repris par les deux types de colonnes. Le moment total est donné par l'équation(6-46) :

$$M_{\text{tot},i} = 2M_{cc,i} + n_{cg}M_{cg,i} \quad (6-46)$$

Dans cette équation, M_{cc} est le moment de flexion dans une colonne du CCSM, M_{cg} est le moment de flexion dans une colonne gravitaire, n_{cg} est le nombre de colonnes gravitaires et i est l'indice du niveau (1 ou 2) à l'endroit où le moment total est calculé. Le pourcentage du moment repris par les colonnes du CCSM, M_{cc}/M_{tot} , est donné par l'équation :

$$M_{cc}/M_{tot} = \frac{2M_{cc,i}}{2M_{cc,i} + n_{cg}M_{cg,i}} = \frac{2}{2 + n_{cg} \frac{I_{y,cg}}{I_{y,cc}}} \quad (6-47)$$

Bien que cette équation donne les moments de flexion dans les colonnes du CCSM, ceux qui sont induits dans les colonnes gravitaires par le partage des efforts peuvent être calculés en utilisant l'équation (6-19) en remplaçant les efforts tranchants par les efforts de flexion. Dans l'équation (6-47), on observe qu'il est possible de déterminer le pourcentage du moment total transféré à un type de colonne uniquement en connaissant les moments d'inertie des colonnes pour la flexion dans le plan du CCSM. La portion du moment de flexion totale transférée aux colonnes gravitaires est égale à $1 - M_{cc}/M_{tot}$. En utilisant ces équations, on obtient que 63% du moment total est repris par les deux colonnes du CCSM et 37% de ce moment est repris par l'ensemble des six colonnes gravitaires. Ce résultat est identique pour tous les segments, car la distribution des moments de flexion dépend uniquement des inerties I_y des colonnes qui demeurent constantes sur la hauteur de la structure.

À partir des résistances de la section W690x265 du tableau 6-3 et des efforts pondérés dans le poteau comprimé du CCSM, on est en mesure de vérifier les différents critères de stabilité établis par la norme CSA S16. Pour cet exemple, uniquement la combinaison 1,0D + 1,0E + 0,25S est étudiée car les combinaisons avec la charge de vent ne sont pas dominantes pour les poteaux du CCSM. Toutefois, on doit vérifier le poteau pour deux états de déformations. En effet, avant d'atteindre le déplacement anticipé au toit (130 mm), une seconde diagonale travaillant en traction atteint la plastification lorsque le déplacement au toit est de 128 mm. Les poteaux du CCSM doivent résister aux efforts qui se développent sous cette condition.

Les facteurs U_{1x} et U_{1y} utilisés pour déterminer les effets de deuxième ordre sur les moments de flexion ainsi que le coefficient β sont présentés dans le tableau 6-24. Pour la flexion autour de l'axe fort, le coefficient ω_{1x} est fixé à 1,0 parce que le poteau est soumis à des charges ponctuelles entre ses supports à la fondation et à la poutre de rive du toit. Les exigences particulières de la norme CSA S16 qui ont été résumées dans le tableau 2-4 ont été considérées dans le tableau 6-24.

Tableau 6-24: Facteurs d'amplifications des efforts de flexion pour la combinaison 1,0D + 1,0E + 0,25S pour les colonnes W690x265 du CC3S pour une conception avec le partage des efforts avec les colonnes gravitaires.

Seg.	Résistance de la section					Stabilité dans le plan de flexion					Stabilité hors du plan de flexion				
	ω_{1x}	U_{1x}	ω_{1y}	U_{1y}	β	ω_{1x}	U_{1x}	ω_{1y}	U_{1y}	β	ω_{1x}	U_{1x}	ω_{1y}	U_{1y}	β
Au déplacement initiant la plastification dans une seconde diagonale tendue (128 mm)															
3	1,00	1,04	0,60	1,00	0,6	1,00	1,04	0,60	0,62	0,85	1,00	1,04	0,60	0,62	0,85
2	1,00	1,09	0,40	1,00	0,6	1,00	1,09	0,40	0,43	0,85	1,00	1,09	0,40	0,43	0,85
1	1,00	1,16	0,60	1,08	0,6	1,00	1,16	0,60	1,09	0,85	1,00	1,16	0,60	1,09	0,85
Au déplacement anticipé au toit ($R_d R_o \Delta_e = 130$ mm)															
3	1,00	1,04	0,60	1,00	0,6	1,00	1,04	0,60	0,62	0,85	1,00	1,04	0,60	0,62	0,85
2	1,00	1,09	0,40	1,00	0,6	1,00	1,09	0,40	0,43	0,85	1,00	1,09	0,40	0,43	0,85
1	1,00	1,16	0,60	1,08	0,6	1,00	1,16	0,60	1,09	0,85	1,00	1,16	0,60	1,09	0,85

Dans le tableau 6-25, on présente les efforts s'exerçant dans les colonnes du CC3S pour les deux stades de déplacement latéral au toit après la plastification des diagonales tendues. On y présente aussi les résultats des équations d'interaction pour les trois limites ultimes sous ces efforts. Les poteaux doivent en plus être vérifiés pour les efforts de compression lorsque les diagonales du segment critique atteignent leur résistance probable C_u et T_u (figure 6-6b). Pour cette condition de chargement, on suppose que les moments de flexion sont nuls.

Tableau 6-25: Vérification des états limites ultimes des poteaux W690x265 pour une conception avec le partage des efforts avec les colonnes gravitaires.

Seg.	C_r (kN)	$M_{rx,i}$ (kN·m)	$M_{rx,j}$ (kN·m)	$M_{ry,i}$ (kN·m)	$M_{ry,j}$ (kN·m)	Résistance de la section	Stabilité dans le plan du CCSM	Stabilité hors du plan du CCSM	Flexion biaxiale
Au déplacement initiant la plastification dans une seconde diagonale tendue (128 mm)									
3	865	238	0	-208	0	0,36	0,32	0,32	0,42
2	1862	327	238	171	-208	0,48	0,45	0,44	0,45
1	3153	0	327	0	171	0,59	1,03	1,04	0,39
Au déplacement anticipé au toit ($R_d R_o \Delta_e = 130$ mm)									
3	865	238	0	-210	0	0,36	0,36	0,35	0,42
2	1863	327	238	169	-210	0,48	0,46	0,44	0,45
1	3154	0	327	0	169	0,59	1,03	1,03	0,39

Dans le tableau 6-25, l'équation d'interaction maximale est de 1,04 pour la stabilité hors du plan du CCSM, ce qui indique que la réserve de résistance est nulle. La stabilité dans le plan du CCSM est tout aussi critique pour ce poteau. Bien que le second segment soit critique et qu'il présente de grandes déformations latérales, le segment inférieur est plus sollicité dû à un effort de compression

supérieur et une plus grande hauteur. De plus, les moments de flexion sont davantage amplifiés par le facteur U_1 dans ce segment puisque le segment de poteau est déformé dans une courbure simple (poteau articulé à la base). Dans le second segment, les moments aux extrémités sont de signe contraire ce qui signifie que le poteau se déforme dans une courbure double. Une courbure double est moins critique pour la stabilité d'un poteau car la membrure est plus stable et moins affectée par la présence de la charge axiale. On observe que l'interaction la plus élevée provient de la condition lorsque la plastification est propagée dans une seconde diagonale tendue. Bien que la différence soit faible avec la seconde condition (+1%), on comprend l'importance de vérifier la stabilité du poteau aux différents stades de déplacement latéral.

En plus des poteaux du CCSM, on vérifie la capacité des poteaux gravitaires. Les résultats sont présentés dans le tableau 6-26. La vérification sous les combinaisons avec la charge de vent n'est pas présentée puisque la section des colonnes gravitaires a été choisie pour ces combinaisons et qu'elle n'a pas été modifiée (voir le tableau 6-8).

Tableau 6-26: Vérification de la stabilité des poteaux W310x86 pour la combinaison 1,0D + 1,0E + 0,25S pour une conception avec le partage des efforts avec les colonnes gravitaires.

Seg.	C_r (kN)	$M_{fy,i}$ (kN·m)	$M_{fy,j}$ (kN·m)	Résistance de la section			Stabilité dans le plan de flexion			Stabilité hors du plan de flexion			Flexion biaxiale
				ϕ_{1y}	U_{1y}	Ratio	ϕ_{1y}	U_{1y}	Ratio	ϕ_{1y}	U_{1y}	Ratio	Ratio
Au déplacement initiant la plastification dans une seconde diagonale tendue (128 mm)													
3	232	-40,4	0	0,60	1,00	0,21	0,60	0,63	0,23	0,60	0,63	0,23	0,24
2	232	32,6	-40,4	0,40	1,00	0,21	0,40	0,42	0,18	0,40	0,42	0,18	0,24
1	232	0	32,6	0,60	1,00	0,19	0,60	0,72	0,34	0,60	0,72	0,34	0,20
Au déplacement anticipé au toit ($R_d R_o \Delta_e = 130$ mm)													
3	232	-40,0	0	0,60	1,00	0,21	0,60	0,63	0,23	0,60	0,63	0,23	0,24
2	232	32,9	-40,0	0,40	1,00	0,21	0,40	0,42	0,18	0,40	0,42	0,18	0,24
1	232	0	32,9	0,60	1,00	0,19	0,60	0,72	0,34	0,60	0,72	0,34	0,20

En observant le tableau 6-26, la combinaison avec le séisme, prise en compte dans cette conception, conduit à des ratios légèrement plus faibles comparativement au tableau 6-8. En effet, la mobilisation des colonnes gravitaires dans la nouvelle méthode de conception mène à une réduction des moments induits dans ces colonnes. Le moment au niveau inférieur passe de 39,5 kN·m à 32,9 kN·m (-17%) et au niveau 2 de -50,6 kN·m à -40,0 kN·m (-21%). Une plus grande différence est notée au niveau 2. Pour les deux états de déformations, les équations d'interaction mènent à des

ratios similaires. La raison étant que la méthode considère que la plastification de la deuxième diagonale tendue relâche les moments dans les poteaux.

6.4.4.3 Déplacement contrôlé effectué sous SAP2000

Tout comme pour le premier exemple, une vérification de la méthode de conception est effectuée avec le logiciel SAP2000. Dans ce modèle, les colonnes gravitaires sont incluses et la section des poutres correspond à celle des bielles, soit un profilé W310x67. On vérifie dans un premier temps les efforts obtenus de la méthode proposée lorsque la plastification de la diagonale tendue est initiée dans un deuxième segment (segment 3). Les diagonales comprimées sont retirées tout comme la diagonale tendue dans le segment critique. Des forces représentant les résistances appropriées des diagonales sont ajoutées pour remplacer les diagonales retirées. La figure 6-30 présente la déformée obtenue de l'analyse SAP2000. Comme prévu, les colonnes gravitaires se déforment selon le même profil que les colonnes du CCSM et on note que le segment critique a subi une déformation latérale plus importante que les autres. La rigidité du segment supérieur est assurée par la diagonale tendue et les différents poteaux. Dans un premier temps, les efforts à ce niveau de déformation seront présentés puis ceux au déplacement anticipé.

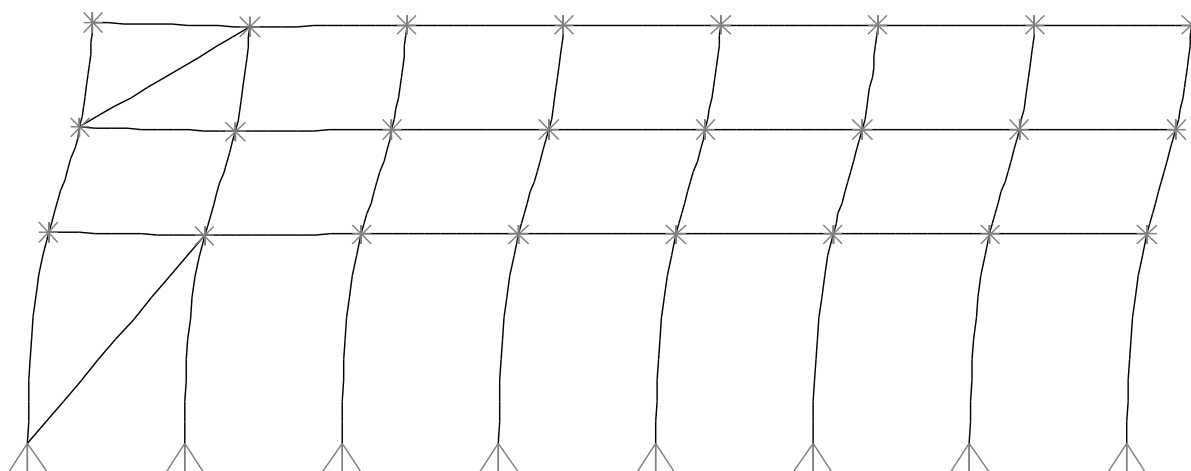


Figure 6-30: Déformée de la structure obtenue du logiciel SAP2000 au déplacement anticipé produisant la plastification de la diagonale tendue dans un second segment.

Les efforts anticipés et ceux obtenus du modèle SAP2000 sont présentés dans le tableau 6-27. Entre la conception et la vérification, les efforts sont sensiblement identiques. Une erreur relative de 5%

et 3% est calculée pour les différents moments de flexion entre les segments 1-2 et 2-3. Les efforts dans les diagonales tendues des segments 1 et 3 sont bien prédits tout comme les déplacements. Les équations développées dans les précédentes sections permettent aussi d'obtenir des déplacements adéquats lorsqu'une seconde diagonale atteint la résistance probable à la traction. On note toutefois que l'effort axial dans la diagonale tendue du troisième segment selon l'analyse SAP2000 est légèrement inférieur à $T_{u,3}$ (1141 kN).

Tableau 6-27: Comparaison des efforts entre la conception et le logiciel SAP2000 au déplacement initiant la plastification dans une seconde diagonale tendue.

Seg.	Efforts anticipés (outil Excel)					Efforts obtenus du logiciel SAP2000				
	C_d (kN)	T_d (kN)	$C_{f,poteau}$ (kN)	δ_i (mm)	M_{fy} (kN·m)	C_d (kN)	T_d (kN)	$C_{f,poteau}$ (kN)	δ_i (mm)	M_{fy} (kN·m)
3	-716	1141	-865	26,2	-210	-716	1107	-846	26,0	-200
2	-217	1084	-1863	64,9	169	-217	1084	-1844	64,0	164
1	-930	1463	-3154	36,6	169	-930	1446	-3121	37,7	164

Dans le but de respecter l'exigence de la norme CSA S16 qui demande de déterminer les différents efforts au déplacement anticipé $R_d R_o \Delta_e$ au toit, une seconde analyse est effectuée avec le logiciel SAP2000 où on impose un déplacement latéral de 130 mm au niveau du toit. Aucun autre changement n'est effectué dans le modèle pour cette seconde analyse. Contrairement à ce qui est prédit avec la méthode proposée, l'effort axial dans la diagonale tendue du troisième segment est égal à 1120 kN, ce qui est légèrement inférieur à la résistance probable en traction de 1141 kN, et il n'y a pas de plastification à ce déplacement. La différence de déplacement entre celui qui initie la plastification dans une deuxième diagonale tendue et le déplacement anticipé au toit $R_d R_o \Delta_e$ augmente la force de traction de 13 kN dans cette diagonale. Puisque l'effort axial est inférieur à T_u , il n'est pas requis de modifier la force dans la diagonale comprimée de ce segment à la résistance probable post-flambement, C'_u . La différence entre l'analyse SAP2000 et la méthode proposée est que les bielles et les poutres se déforment longitudinalement sous les charges latérales, ce qui modifie légèrement les efforts comparativement à ceux obtenus de la méthode. Les résultats de la comparaison entre les efforts de la conception et du logiciel SAP2000 sont présentés dans le tableau 6-28.

Tableau 6-28: Comparaison des déplacements et des efforts entre la conception et le logiciel SAP2000 lorsqu'il y a partage des efforts, au déplacement anticipé maximum.

Seg.	Efforts anticipés (outil Excel)				Efforts obtenus du logiciel SAP2000			
	$M_{fy,cc}$ (kN·m)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cg}$ (kN·m)	δ_i (mm)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cg}$ (kN·m)	δ_i (mm)
3	-207	-865	-40,0	27,4	-205	-853	-37,6	26,3
2	171	-1862	32,9	65,5	168	-1851	31,3	65,2
1	171	-3153	32,9	36,6	168	-3140	31,3	38,0

La corrélation entre la méthode proposée et les efforts obtenus de SAP2000 est tout de même excellente pour le bâtiment à l'étude. On note toutefois une faible différence dans les déplacements latéraux des segments 1 et 3. L'interpolation des différents efforts pondérés entre les stades qui initient la plastification dans une seconde et une troisième diagonale tendue donne de bons résultats.

CHAPITRE 7 CONCEPTION DES CONTREVENTEMENTS CONCENTRIQUES À SEGMENTS MULTIPLES COMBINÉS AUX POTEAUX GRAVITAIRES AVEC LA MÉTHODE DE RIGIDITÉ

Dans ce chapitre, on s'intéresse à la conception des contreventements concentriques en treillis à segments multiples combinés aux poteaux gravitaires que l'on réalise avec la méthode de rigidité. Les logiciels d'analyses comme SAP2000 utilisent cette méthode et la méthode a été introduite dans l'outil de calcul Excel. Cette méthode permet de calculer, à l'aide d'une matrice de rigidité, la contribution et les efforts au niveau local, membrure par membrure, puis d'assembler le tout dans le système d'axes global de la structure. On présente initialement les matrices locales et globales en poursuivant avec la méthodologie de la méthode de rigidité appliquée aux CCSM. Par la suite, une étude paramétrique est réalisée sur 320 bâtiments différents afin d'étudier le comportement des CCSM sous sollicitations sismiques en plus d'évaluer l'impact de la contribution des colonnes gravitaires sur la conception et sur le comportement sismique. Finalement, on compare des résultats entre la méthode des forces et la méthode de rigidité.

7.1 Définition des matrices locales

Dans la méthode de rigidité, on définit la matrice de rigidité locale d'une membrure dans les degrés de liberté spécifiés. Ces degrés de liberté sont le déplacement longitudinal, le déplacement transversal et la rotation qui sont appliqués à l'une ou l'autre des extrémités de la pièce. On avait présenté les réactions résultantes de ces déplacements/rotations à la figure 5-35 pour une membrure retenue à ses deux extrémités. Pour rappel, ces coefficients de rigidités sont obtenus en appliquant un déplacement ou rotation unitaire au degré de liberté étudié et en bloquant les déplacements ou rotations aux autres degrés de liberté. Une fois la matrice de rigidité locale assemblée, on est en mesure d'obtenir les efforts de cette membrure du produit entre cette matrice de rigidité et les déplacements/rotations appliqués aux degrés de liberté. Dans ce qui suit, on présente les matrices de rigidité pour les membrures continues aux deux extrémités, pour les membrures articulées à une extrémité et retenues à l'autre extrémité puis pour les membrures articulées aux deux extrémités.

Membrures continues aux deux extrémités

La première matrice présentée dans cette section concerne les membrures continues aux deux extrémités. Dans les CCSM, ces membrures sont utilisées pour représenter les segments intermédiaires des colonnes, autres que les segments inférieur et supérieur. L'assemblage de la matrice local est donné par :

$$\begin{bmatrix} C_1 \\ V_1 \\ M_1 \\ C_2 \\ V_2 \\ M_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ \theta_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ \theta_2 \end{bmatrix} \quad (7-1)$$

où C est l'effort axial, V est l'effort tranchant, M est le moment de flexion, E est le module d'élasticité, A est l'aire de la section d'acier, I est le moment fléchissant, L est la longueur de la membrure, u est le déplacement longitudinal, v est le déplacement transversal et θ est la rotation. De plus, les indices 1 et 2 font respectivement référence aux deux extrémités de la membrure.

Membrures articulées à une de ses extrémités et retenues à l'autre

Pour les colonnes des CCSM étudiées ici, on suppose une articulation au niveau des fondations et du diaphragme de toit. On doit donc apporter une modification à la matrice de rigidité présentée à l'équation (7-1) pour les segments de poteau des segments inférieur et supérieur. En supposant l'articulation à l'extrémité 1, on peut obtenir la matrice de rigidité suivante pour ces membrures :

$$\begin{bmatrix} C_1 \\ V_1 \\ M_1 \\ C_2 \\ V_2 \\ M_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{3EI}{L^3} & 0 & 0 & -\frac{3EI}{L^3} & \frac{3EI}{L^2} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{3EI}{L^3} & 0 & 0 & \frac{3EI}{L^3} & -\frac{3EI}{L^2} \\ 0 & \frac{3EI}{L^2} & 0 & 0 & -\frac{3EI}{L^2} & \frac{3EI}{L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ \theta_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ \theta_2 \end{bmatrix} \quad (7-2)$$

Membrures articulées aux deux extrémités

La dernière matrice de rigidité concerne les membrures qui sont uniquement sollicitées par des efforts axiaux. On fait référence ici aux bielles, aux lisses reliant les colonnes gravitaires au CCSM en plus des diagonales. La matrice est dans sa plus simple expression, puisqu'aucun effort tranchant ni effort de flexion ne peuvent se développer sur ces membrures :

$$\begin{bmatrix} C_1 \\ V_1 \\ M_1 \\ C_2 \\ V_2 \\ M_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ \theta_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ \theta_2 \end{bmatrix} \quad (7-3)$$

7.2 Assemblage de la matrice globale

Lorsque toutes les matrices de rigidité locale ont été définies, on peut les assembler pour obtenir la matrice de rigidité globale. Pour y parvenir, on doit définir les degrés de liberté de la structure dans le système global. Pour un CC3S comportant les colonnes gravitaires, la figure 7-1 présente le système global utilisé. À noter qu'on a combiné toutes les colonnes gravitaires reliées au CCSM au moyen de lisses. Plus de détails sur cette simplification sont donnés à la section 8.3. De plus, on

a négligé le déplacement longitudinal de la colonne gravitaire puisque ce degré de liberté n'affecte pas la réponse du CCSM et permet de réduire la matrice globale.

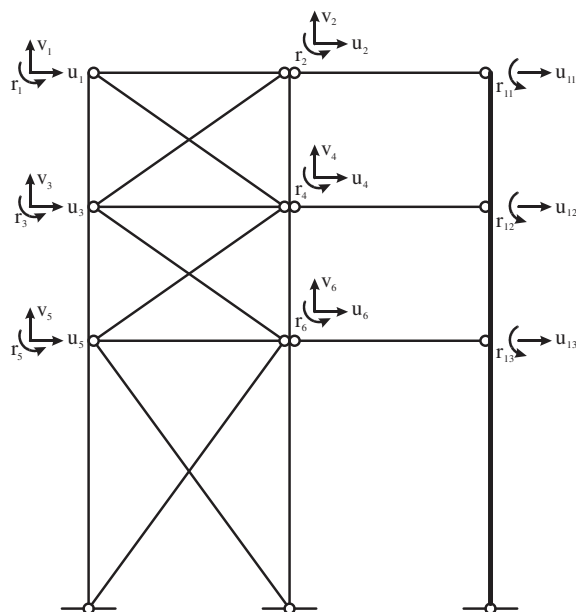


Figure 7-1: Degrés de liberté d'un CC3S avec les colonnes gravitaires.

Pour assembler la matrice globale, on utilise la relation suivante qui fait appel à la matrice de transformation géométrique $[A]$ de la membrure étudiée :

$$[k]^{Globale} = [A]^T [k]^{Locale} [A] \text{ où } [A] = \begin{bmatrix} \cos(\theta) & \sin(\theta) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin(\theta) & \cos(\theta) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos(\theta) & \sin(\theta) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin(\theta) & \cos(\theta) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (7-4)$$

Dans l'équation (7-4), la matrice $[A]$ fait le lien entre les degrés de liberté locaux et globaux. Pour la structure CC3S de la figure 7-1, on obtient finalement une matrice de rigidité comportant 24 lignes et 24 colonnes qui correspondent chacune aux degrés de liberté de la structure.

7.3 Méthodologie de la méthode de rigidité appliquée à la conception des CCSM

Une fois la matrice de rigidité globale assemblée, on peut procéder à l'analyse et à la conception des contreventements concentriques à segments multiples combinés aux poteaux gravitaires. La philosophie est la même que celle présentée au chapitre 6 et l'on présente le diagramme général de la conception à la page suivante. La méthode d'analyse par la méthode de rigidité a été introduite dans l'outil Excel qui a été développé dans ce projet pour effectuer la conception automatisée des CCSM.

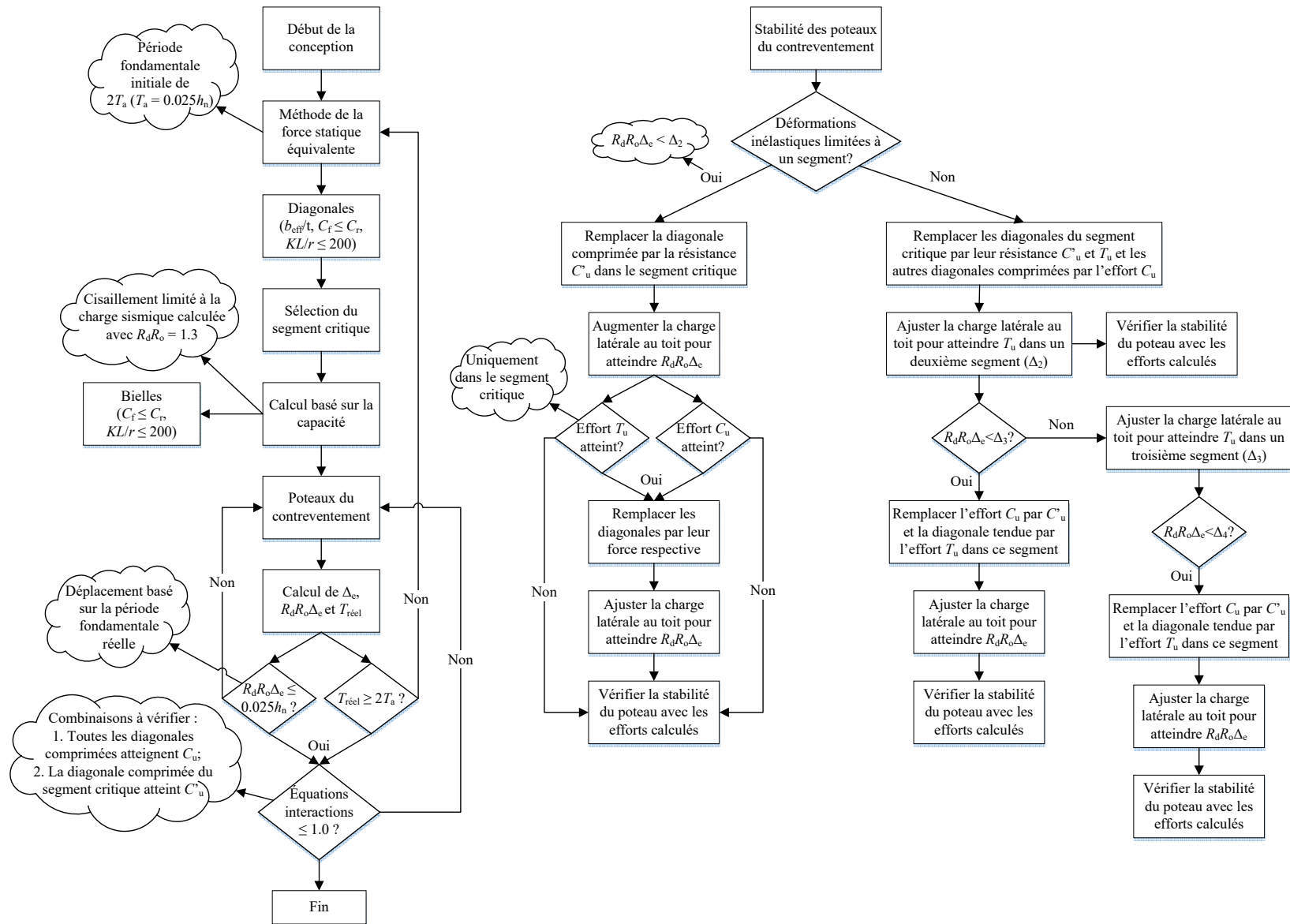


Figure 7-2: Diagramme présentant la conception des CCSM avec la méthode de rigidité.

Dans ce chapitre, on utilise l'approche de l'analyse linéaire élastique qui est adaptée aux CCSM pour permettre de tenir compte du comportement non linéaire des CCSM, comme cela est expliqué dans les commentaires de la norme CSA S16 et présenté à la section 6.3.4 lors de la comparaison des efforts de conception à ceux d'un modèle élaboré avec le logiciel SAP2000. Dans cette méthode, on remplace dans le modèle les diagonales plastifiées et flambées par des forces aux joints qui correspondent à la résistance probable des diagonales enlevées.

Tout comme au chapitre 6, une fois la force sismique équivalente déterminée, on dimensionne les éléments du fusible à savoir les diagonales. À partir du cisaillement probable provenant de ces éléments, on détermine les scénarios de segment critique pouvant se développer dans la structure. On conçoit par la suite les bielles avec l'effort axial maximal se développant sous la condition lorsque les diagonales en compression atteignent leur résistance probable post-flambement. On dimensionne ensuite les poteaux gravitaires pour les combinaisons avec la charge de vent. Lorsque des lisses relient les colonnes du CCSM aux colonnes gravitaires, on vérifie aussi les colonnes gravitaires pour la combinaison avec l'effet des séismes. Finalement, on dimensionne les poteaux du CCSM et l'on vérifie la stabilité pour les deux conditions d'efforts présentées à la section 2.2.3.4. Comme on se base sur le critère économique pour le choix des membrures (on retient la section d'acier dont l'aire est minimum).

Concernant la première combinaison d'effort, on suppose que les diagonales comprimées atteignent leur résistance probable à la compression C_u au même moment que les diagonales tendues atteignent leur résistance probable T_u . Pour simplifier le dimensionnement des éléments structuraux autres que les diagonales sous cette combinaison d'efforts, on fait l'hypothèse que le cisaillement à la base est entièrement repris par les diagonales. De cette manière, on n'a pas recours à une analyse linéaire élastique pour déterminer les efforts axiaux qui se développent dans les membrures.

Sous la seconde condition où l'on suppose que la diagonale comprimée du segment critique flambe et atteint la résistance post-flambement C'_u , on doit déterminer le niveau de déformation du CCSM atteint au déplacement anticipé $R_d R_o \Delta_e$ au niveau du toit. Tout comme au chapitre 6, cela revient à connaître le nombre de diagonales tendues plastifiées dans le CCSM. Pour un CC3S dont le segment du bas est critique, on montre à la figure 7-3 les différents stades possibles à considérer. Les dimensions du CCSM proviennent de la figure 6-4. Comme le montre la partie droite du

diagramme de la figure 7-2 pour la stabilité du poteau, la première étape consiste à comparer le déplacement anticipé au toit à celui initiant la plastification dans une deuxième diagonale tendue plastifiée (stade 2A de la figure 7-3). À noter que lorsque l'effort dans la diagonale tendue sur le point de plastifier atteint $0,99T_u$, on suppose que la plastification est atteinte et l'on retire la membrure de la matrice de rigidité. Dans le cas où le déplacement maximal au toit n'atteint pas le stade 2A, on doit procéder à trois analyses afin d'obtenir les bons efforts de dimensionnement. Dans la première analyse (stade 1A de la figure 7-3), on remplace la diagonale comprimée du segment critique par la résistance probable post-flambement en compression. À noter que les diagonales qui ne sont pas considérées dans la matrice de rigidité sont identifiées par la couleur grise dans la figure 7-3. On augmente par la suite la force latérale au toit afin d'obtenir le déplacement anticipé $R_d R_o \Delta_e$.

On calcule ensuite l'effort axial dans les diagonales comprimées qui n'ont pas été retirées et on la compare à la résistance probable C_u . Lorsque l'effort calculé excède C_u , on retire la diagonale et on la remplace par des efforts équivalents à la résistance probable C_u aux joints. On doit procéder à une nouvelle analyse en modifiant la force latérale au toit pour atteindre le déplacement anticipé $R_d R_o \Delta_e$ (stade 1B de la figure 7-3). À ce stade, il ne reste plus qu'à comparer l'effort dans la diagonale tendue du segment critique à l'effort ultime T_u . S'il est nécessaire de retirer la diagonale tendue, on effectue une nouvelle analyse (stade 1C de la figure 7-3). On conserve donc les efforts axiaux et de flexion dans le poteau au niveau des bielles et l'on vérifie la stabilité du poteau selon les exigences de la norme CSA S16.

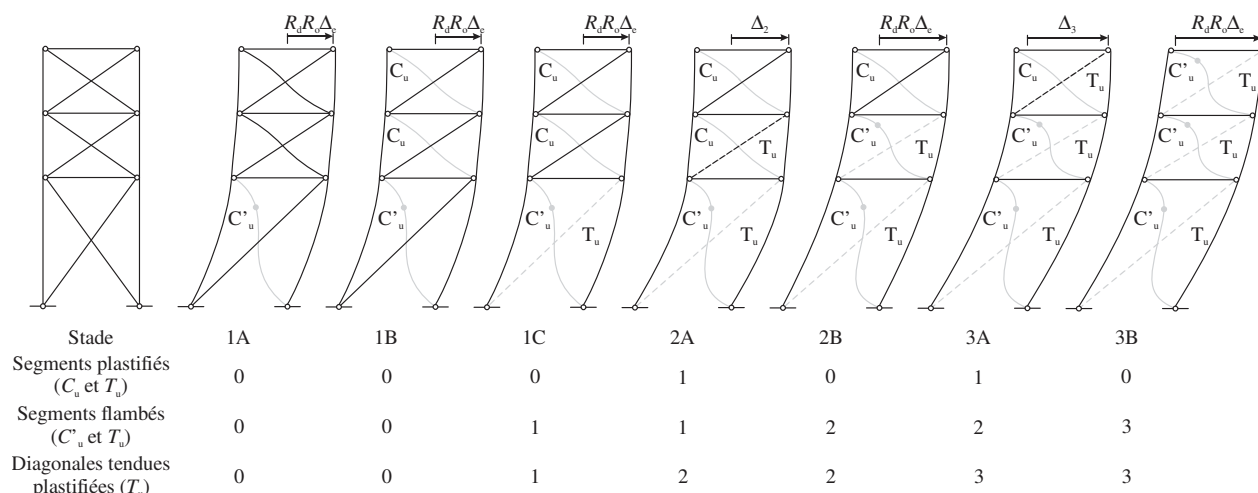


Figure 7-3: Détermination du stade de déformation du CCSM au déplacement anticipé $R_d R_o \Delta_e$ au toit.

Afin d'obtenir le déplacement requis pour initier la plastification dans une deuxième diagonale tendue plastifiée (Δ_2), on augmente graduellement la charge latérale du stade 1C au toit jusqu'à l'atteinte de l'effort T_u dans la diagonale devant plastifier.

Quand le déplacement anticipé excède Δ_2 , deux situations peuvent se présenter. D'une part, ce déplacement peut être inférieur au déplacement initiant la plastification dans la dernière diagonale tendue (stade 3A de la figure 7-3) ou l'excéder (stade 3B de la figure 7-3). À noter que la plastification est propagée au segment adjacent supérieur lorsque nécessaire comme à la section 6.4. Dans le premier stade, on doit vérifier la stabilité du poteau faisant partie du CCSM au moment où une seconde diagonale tendue atteint la plastification (stade 2A de la figure 7-3) et au déplacement anticipé au toit en procédant à une nouvelle analyse (stade 2B de la figure 7-3). Dans cette situation, on remplace les diagonales dans le segment plastifié (C_u et T_u) par les résistances équivalentes C'_u et T'_u aux joints. Pour la situation où le déplacement anticipé $R_d R_o \Delta_e$ excède Δ_3 (stade 3B de la figure 7-3), on vérifie les critères de stabilité pour le même poteau pour les stades 2A, 3A et 3B. On doit s'assurer que le poteau est en mesure de résister aux différents stades pouvant se présenter jusqu'au déplacement anticipé au toit.

7.4 Suite et fin de l'exemple du chapitre 6

Dans le chapitre 6, on avait présenté un exemple de dimensionnement d'un CCSM à trois segments de type MD localisé à Vancouver sur un sol de catégorie E (figure 6-4). On avait fait la distinction entre une conception sans et avec les colonnes gravitaires. De plus, on avait développé des équations qui permettaient de considérer la plastification de plusieurs diagonales tendues avec ou sans la contribution des colonnes gravitaires. Dans cette section, on va reprendre cet exemple avec la mobilisation des colonnes gravitaires. Les résultats vont permettre de valider la méthode des forces (méthode développée au chapitre 6) puisque l'on va reprendre l'exemple avec l'analyse linéaire élastique. Pour rappel, on avait comparé à la section 6.4.4.3 les forces obtenues de la conception à un modèle SAP2000 utilisant l'analyse linéaire élastique. Il ne sera donc pas nécessaire dans ce cas-ci de comparer les efforts à un modèle SAP2000 équivalent.

Pour ce bâtiment en particulier, la conception avec la méthode de rigidité mène à des sections d'acier identiques pour les diagonales, les bielles, les poteaux du CCSM et les poteaux gravitaires que celle présentée au précédent chapitre. Avec les sections des diagonales (voir le tableau 6-1), le cisaillement probable $((C_u + T_u)\cos\theta)$ pouvant se développer avec ces éléments peut favoriser l'initiation des déformations inélastiques dans le premier ou le second segment. Pour rappel, ce cisaillement était de 1598 kN dans le segment inférieur et de 1545 kN dans les autres segments. Lorsque la différence de ces efforts est inférieure à 5%, on vérifie les critères de stabilité des poteaux à partir des efforts se développant pour les conditions lorsque le segment critique est le segment du bas ou le second. Pour le CC3S à l'étude, on présente uniquement les efforts lorsque le deuxième segment est critique puisque cette situation mène à la plus grande combinaison d'efforts. De plus, on ne présentera pas de nouveau les efforts et résistances des membrures autres que ceux des poteaux.

À l'itération finale, la section d'acier des poteaux du CC3S est un profilé W690x265 de classe 1. Le déplacement élastique au toit est toujours de 33,2 mm, ce qui mène à un déplacement anticipé $R_d R_o \Delta_e$ au toit de $3,0 \times 1,3 \times 33,2 = 130$ mm. Comme mentionné précédemment, la première étape dans le dimensionnement des poteaux du CCSM est de comparer le déplacement anticipé au toit à celui initiant la plastification dans une deuxième diagonale tendue. Dans le cas présent, il s'agit du déplacement qui engendre la plastification dans la diagonale travaillant en traction dans le segment supérieur. Avec la méthode de rigidité, on obtient un déplacement de 132 mm. Dans le précédent

chapitre, le déplacement initiant la plastification dans une seconde diagonale était de 128 mm. La différence de 4 mm notée entre les deux méthodes de conception réside dans le fait qu'on tient compte de la déformation longitudinale des bielles dans la méthode de rigidité.

On présente les efforts de conception sous les deux conditions à l'étude (voir la section 2.2.3.4) à la figure 7-4. Pour la première combinaison, les efforts sont identiques à ceux présentés à la section 6.3.2, car la mobilisation des colonnes gravitaires n'affecte pas les efforts du CCSM. Concernant la deuxième condition, les efforts de flexion dans le plan et hors du plan du CCSM sont légèrement inférieurs à ceux provenant de l'exemple avec la méthode des forces présentée à la section 6.4.3. Le cisaillement repris par les poteaux du CCSM calculé avec les équations développées dans le chapitre 6 menait à une valeur de 92,7 kN. Ce cisaillement est de 93,3 kN (+0,6%) avec la méthode de rigidité. La méthode des forces proposée au chapitre 6 prédit très bien le cisaillement repris par les poteaux. Pour le CCSM à l'étude, on constate que la diagonale du segment supérieur est sur le point d'atteindre la résistance probable T_u de 1141 kN. En conséquence, l'analyse n'a pas à être réalisée lorsque la plastification d'une deuxième diagonale tendue se produit.

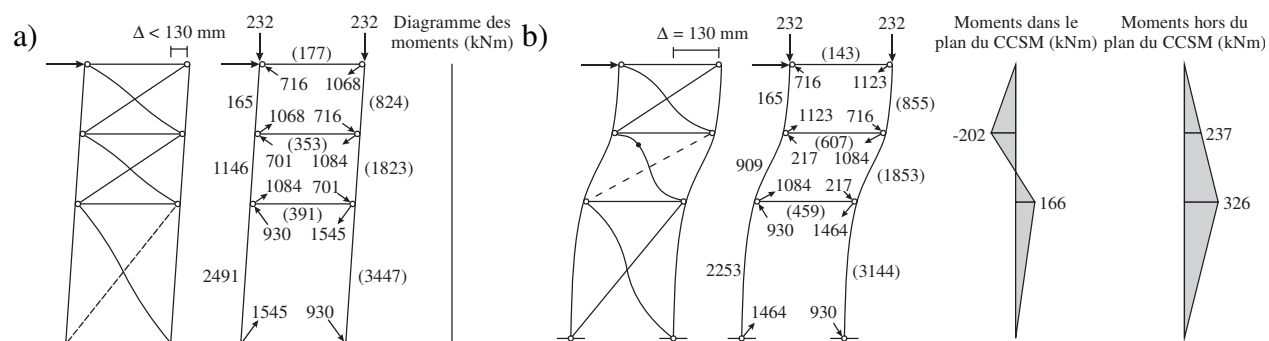


Figure 7-4: Efforts de dimensionnement du poteau W690x265 avec la méthode de rigidité : a) combinaison d'efforts 1 ; b) combinaison d'efforts 2.

Les poteaux doivent uniquement être vérifiés pour les efforts s'exerçant lorsque le déplacement anticipé au toit est atteint car une seule diagonale tendue est plastifiée. Les différents critères sont présentés au tableau 7-1 pour les deux types de poteaux. À noter que la section d'acier des colonnes gravitaires est un profilé W310x86. Les coefficients utilisés dans les équations d'interactions sont donnés dans le tableau 7-2 pour les poteaux du CCSM. Pour les colonnes gravitaires, ces facteurs sont demeurés identiques à ceux du tableau 6-26.

Tableau 7-1: Vérification des poteaux W690x265 avec la méthode de rigidité pour la combinaison 1,0D + 1,0E + 0,25S.

Segment	C_r (kN)	$M_{fx,i}$ (kN·m)	$M_{fx,j}$ (kN·m)	$M_{fy,i}$ (kN·m)	$M_{fy,j}$ (kN·m)	Résistance de la section	Stabilité dans le plan de flexion	Stabilité hors du plan de flexion	Flexion biaxiale
Combinaison 1,0D + 1,0E + 0,25S ($C'_u + T_u$) – Poteaux du CCSM									
3	855	237	0	-202	0	0,35	0,35	0,34	0,41
2	1853	326	237	166	-202	0,48	0,45	0,44	0,44
1	3144	0	326	0	166	0,58	1,02	1,03	0,38
Combinaison 1,0D + 1,0E + 0,25S ($C'_u + T_u$) – Poteaux gravitaires									
3	232	0	0	-37,2	0	0,20	0,22	0,22	0,22
2	232	0	0	31,0	-37,2	0,20	0,18	0,18	0,22
1	232	0	0	0	31,0	0,18	0,34	0,34	0,19

Tableau 7-2: Facteurs d'amplifications des efforts de flexion avec la méthode de rigidité pour la combinaison 1,0D + 1,0E + 0,25S des poteaux W690x265.

Seg.	Résistance de la section					Stabilité dans le plan de flexion					Stabilité hors du plan de flexion				
	ω_{1x}	U_{1x}	ω_{1y}	U_{1y}	β	ω_{1x}	U_{1x}	ω_{1y}	U_{1y}	β	ω_{1x}	U_{1x}	ω_{1y}	U_{1y}	β
Combinaison 1,0D + 1,0E + 0,25S ($C'_u + T_u$)															
3	1,00	1,04	0,60	1,00	0,6	1,00	1,04	0,60	0,62	0,85	1,00	1,04	0,60	0,62	0,85
2	1,00	1,09	0,40	1,00	0,6	1,00	1,09	0,40	0,43	0,85	1,00	1,09	0,40	0,43	0,85
1	1,00	1,16	0,60	1,07	0,6	1,00	1,16	0,60	1,07	0,85	1,00	1,16	0,60	1,07	0,85

À la section 6.4.3, on avait obtenu une interaction maximale de 1,04 pour le poteau du CCSM. Avec la méthode de rigidité, on obtient un ratio maximal de 1,03. Pour ce CCSM, la contribution des colonnes gravitaires donne lieu à une légère baisse des moments de flexion dans les poteaux. Pour les colonnes gravitaires, on ne note aucun changement à l'interaction maximale de 0,34.

Au final, la période du mode fondamentale est de 0,70 s, ce qui est inférieur à la limite prescrite par le code CNBC de 0,80 s pour la hauteur de l'ouvrage. Les effets P-Delta ont également été négligés dans cette méthode puisque le facteur U_2 est inférieur à 1,1.

7.5 Étude paramétrique

Une étude paramétrique est réalisée dans le but de comparer une conception parasismique d'un contreventement concentrique en treillis à segments multiples sans la contribution des colonnes gravitaires et une conception considérant la rigidité flexionnelle des colonnes gravitaires. La

propagation de la plastification de la diagonale tendue est permise dans ces deux conceptions afin de bien cibler l'implication des colonnes gravitaires dans la reprise des forces latérales. Cette étude permettra également de vérifier si la plastification est en mesure de se propager dans plus d'un segment pour des CCSM conçus selon les codes canadiens. Afin d'englober la majorité des CCSM existants au Canada, on a conçu 10 bâtiments avec une géométrie différente. Les paramètres caractérisant la géométrie des bâtiments sont le nombre et la hauteur des segments ainsi que la hauteur de l'ouvrage. La hauteur relative des segments est aussi une variable. La sismicité des structures est étudiée à l'aide de la localisation, le type de sol, la force hors plan de $2\%C_f$ et la ductilité des SRCL. La figure 7-5 présente les bâtiments étudiés.

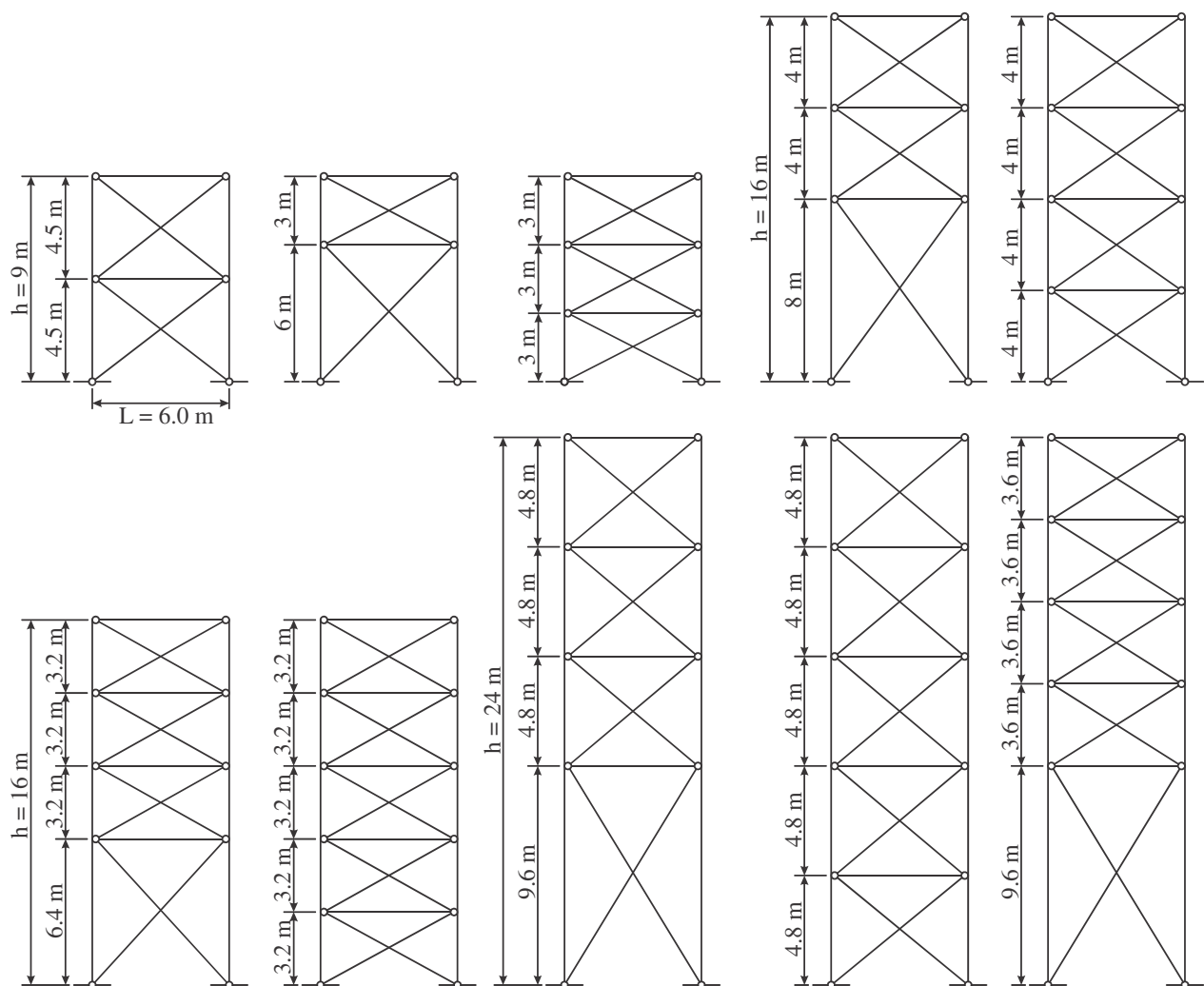


Figure 7-5: Géométrie des bâtiments destinés à l'étude paramétrique.

Dans cette étude, les bâtiments sont localisés à Montréal et à Vancouver sur des sols de type C et E. Les CCSM sont dimensionnés pour les deux niveaux de ductilité permis, soit un type LD ($R_d = 2,0$) et un type MD ($R_d = 3,0$). Bien que la norme exige d'ajouter une force hors du plan du CCSM d'une amplitude de 2% de la force de compression dans le poteau au niveau des assemblages, tous les bâtiments ont été dimensionnés sans l'ajout de cette force. De plus, les CCSM sont conçus avec (AP) et sans partage (SP) des efforts avec les colonnes gravitaires. En tout, 320 conceptions différentes ont été réalisées à l'aide de l'outil de calcul Excel. Toutes ces conceptions sont conçues selon les équations et les exemples disponibles dans ce mémoire.

Tous les tableaux présents dans cette section possèdent le même format. Les paramètres caractérisant la géométrie du bâtiment sont situés à gauche et les paramètres caractérisant la sismicité sont situés en haut. Des légendes sont situées au bas de chaque tableau pour expliquer certains aspects spécifiques. Par exemple, quelques bâtiments sont conçus en dehors des limites de la norme et les résultats de ces conceptions sont mis en évidence par différents formats. De plus, les sections d'acier des diagonales, poteaux du CCSM, poteaux gravitaires ainsi que les bielles de toutes les conceptions sont données à l'ANNEXE D.

La première analyse de cette section porte sur le nombre de diagonales tendues plastifiées dans les contreventements concentriques en treillis à segments multiples au déplacement latéral cible. On présente les résultats dans le tableau 7-3. Bien que ce tableau présente le nombre de diagonales tendues plastifiées, il est essentiel de connaître le nombre de segments plastifiés et flambés pour anticiper la déformée du CCSM. La figure 7-6 présente, pour un CC3S dont le segment inférieur est critique, tous les stades possibles.

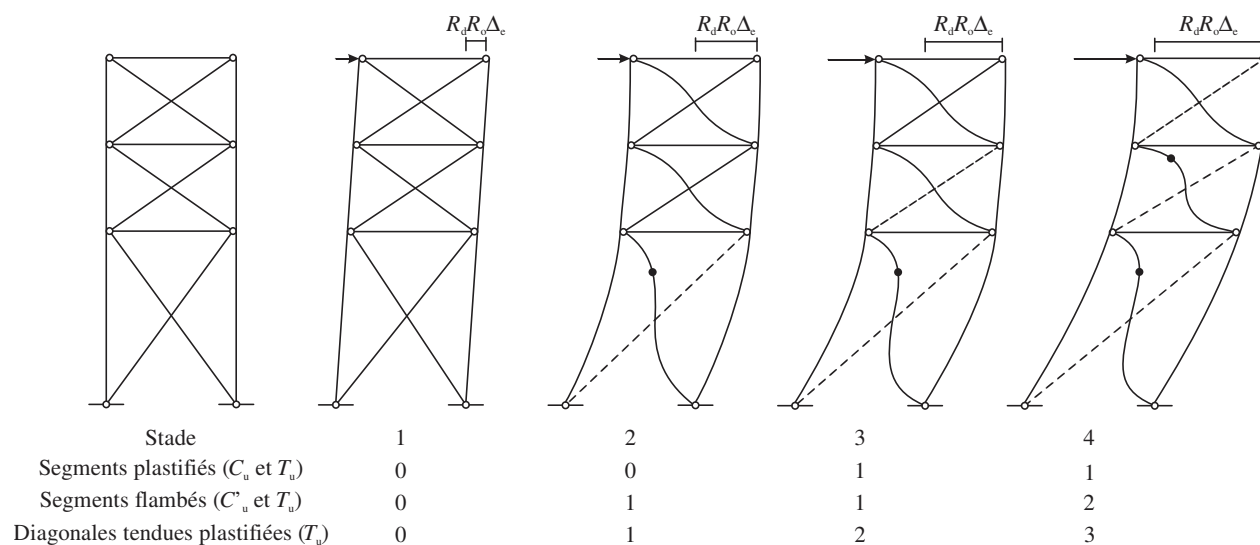


Figure 7-6: Nombre de diagonales tendues plastifiées pour un CC3S.

Le scénario 1 peut se manifester lorsque le cisaillement correspondant à la résistance probable des diagonales du segment critique ($(C_u + T_u)\cos\theta$) est supérieur à la force sismique calculée avec $R_d R_o = 1,3$. Le comportement du CC3S peut demeurer alors essentiellement élastique sous les charges latérales. Dans le scénario 2, le déplacement anticipé $R_d R_o \Delta_e$ au toit entraîne suffisamment de déformations inélastiques dans le segment critique pour faire flamber la diagonale comprimée. La force dans les diagonales tendues des autres segments est inférieure à la résistance probable T_u . Des moments de flexion sont induits dans les poteaux résultants d'une distribution non uniforme des déplacements horizontaux dans les segments. Aux stades 3 et 4, le déplacement maximal du CC3S initie la plastification dans plus d'une diagonale tendue.

Tableau 7-3: Nombre de diagonales tendues plastifiées et position du segment critique dans les CCSM.

			Montréal												Vancouver											
			Sol C						Sol E						Sol C						Sol E					
			Sans 2% C_f		Avec 2% C_f		Sans 2% C_f		Avec 2% C_f		Sans 2% C_f		Avec 2% C_f		Sans 2% C_f		Avec 2% C_f		Sans 2% C_f		Avec 2% C_f					
h	Seg.	h_f/h	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$				
(m)	(-)	(-)	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP		
9	2	0.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
		0.667	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
	3	0.333	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1		
16	3	0.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
		0.25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1		
	4	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
		0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
24	4	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
		0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
	5	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
			Conception non permise selon la norme CSA S16-14;																							
1	1		La mobilisation du cadre gravitaire permet de réduire la section d'acier des colonnes du contreventement;																							
1	1		La mobilisation du cadre gravitaire demande une section d'acier plus lourde pour les colonnes du contreventement;																							
0	0		Le trait sous le chiffre indique que le scénario avec le second segment critique contrôle le dimensionnement de la colonne, sinon c'est le premier.																							

Dans le tableau 7-3, le nombre de diagonales tendues plastifiées varie entre 0 et 3. Ce nombre est toujours inférieur au nombre de segments que comporte l'ouvrage, ce qui signifie qu'un CCSM n'est jamais entièrement plastifié. À Montréal, dans la plupart des cas, aucune diagonale tendue n'est plastifiée. Le déplacement anticipé au toit calculé avec la période réelle du mode fondamentale n'est pas suffisant pour initier la plastification dans la diagonale travaillant en traction du segment critique. Ce faible déplacement peut être expliqué par deux facteurs. D'une part, la sismicité de Montréal est faible comparativement à celle de Vancouver. D'autre part, les sections d'acier HSS des diagonales peuvent être surdimensionnées à cause des exigences de la norme CSA S16 en ce qui a trait à l'élancement (voir la section 2.2.2). Comme remarqué dans le tableau 6-2, la principale contribution des déplacements horizontaux dans les segments provient des diagonales. Avec des diagonales surdimensionnées, on obtient un déplacement inélastique au toit plus faible. À Vancouver, les CCSM de type LD ont au maximum deux diagonales tendues plastifiées alors que les CCSM de type MD en ont trois au maximum.

Dans la norme CSA S16, on demande de concevoir les poteaux en supposant que la plastification se produira dans un seul segment. Cette approche est simple et conservatrice mais, comme discuté, il est possible que la plastification se produise réellement dans plusieurs segments, situation qui devrait conduire à des moments plus faibles dans les poteaux. Pour les CCSM autorisés par la

norme (cases qui ne sont pas grisées) et pour lesquels il n'y a pas de partage entre les deux types de colonnes (SP), deux bâtiments seulement sont conçus avec plus d'une diagonale tendue plastifiée. À l'exception de ces bâtiments, la conception prenant en compte la plastification sur plusieurs segments équivaut à concevoir le CCSM en supposant la concentration des déformations inélastiques dans un seul segment.

Il est intéressant d'observer l'effet de la contribution des colonnes gravitaires (AP) dans le tableau 7-3. Dans quelques cas, la mobilisation des colonnes gravitaires peut engendrer la plastification dans un plus grand nombre de diagonales tendues. Ce phénomène s'explique par un plus grand nombre de colonnes participant à la reprise des charges latérales, ce qui amplifie le cisaillement repris par les diagonales et les deux types de colonnes. L'effort de tension probable T_u est donc susceptible d'être atteint plus souvent. À Montréal, on note que la mobilisation des colonnes gravitaires réduit l'effort axial dans la diagonale tendue du segment critique. Comme mentionné plus haut, lorsque l'effort dans cette diagonale excède 99% de l'effort probable T_u , on suppose qu'il y a plastification de la diagonale tendue et on retire la diagonale. En observant le tableau 7-4, on note que le partage des efforts avec les colonnes gravitaires mène parfois à une réduction de la section d'acier des colonnes du CCSM, car la participation des colonnes gravitaires à la reprise des charges latérales réduit les efforts de flexion que doivent reprendre les poteaux du CCSM (tableau 7-11). Les encadrés bleus ciblent ce scénario. On observe toutefois quatre cas où le partage des efforts nécessite une colonne plus massive dans le CCSM. En analysant les résultats, on remarque qu'avec des efforts supérieurs dans les diagonales, l'effort axial dans le poteau comprimé du CCSM est augmenté et, par le fait même, la charge hors du plan du CCSM qui dépend de cet effort. Bien que les efforts de flexion dans le plan du CCSM soient réduits par la présence des colonnes gravitaires, cette baisse ne parvient pas à compenser l'effet de l'augmentation de l'effort axial sur la stabilité du poteau.

Le scénario de segment critique qui mène aux plus grands efforts de dimensionnement est également indiqué dans le tableau 7-3 par le biais d'un trait sous le chiffre. Lorsqu'il n'est pas présent, la condition critique du poteau est obtenue quand les déformations inélastiques se développent initialement dans le segment inférieur. Dans le cas où le segment critique correspondant au second segment mène aux plus grands efforts, on ajoute un trait sous le chiffre. On note que lorsque les segments ont des géométries identiques, la conception du poteau est dans la plupart des cas contrôlée par le cas où le segment inférieur est le segment critique. Dans le

tableau 7-3, on observe à quelques reprises qu'inclure les colonnes gravitaires dans la résistance sismique peut conduire à un changement dans le scénario de segment critique produisant les efforts maximums.

Le cisaillement repris par les diagonales du segment critique lors de la conception est étudié dans le tableau 7-4. On note trois stades possibles qui sont illustrés à la figure 7-7. Pour rappel, la norme demande de concevoir les différents éléments structuraux pour deux combinaisons d'efforts qui ont été présentés à la section 2.2.1. Ces combinaisons d'efforts dépendent directement du cisaillement repris par les diagonales. De plus, il n'est pas nécessaire que ce cisaillement excède la force sismique calculée avec $R_d R_o = 1,3$ ($V_{RdRo=1,3}$). Dans le stade 1, l'effort $V_{RdRo=1,3}$ contrôle les deux conditions et, par conséquent, l'effort T_u n'est pas atteint. Si le cisaillement $V_{RdRo=1,3}$ ne contrôle pas, le cisaillement post-flambement des diagonales ($C'_u + T_u$) est atteint, mais l'effort probable T_u n'est pas atteint en même temps que C_u . On admet alors que le flambement de la diagonale comprimée est envisageable et les éléments structuraux sont vérifiés sous les deux niveaux d'efforts. Bien que le cisaillement post-flambement soit théoriquement atteint, il est possible que le déplacement anticipé au toit ne soit pas suffisamment élevé pour initier la plastification de la diagonale travaillant en traction dans le segment critique. Dans le stade 3, le cisaillement probable des diagonales du segment critique est inférieur à la limite $V_{RdRo=1,3}$.

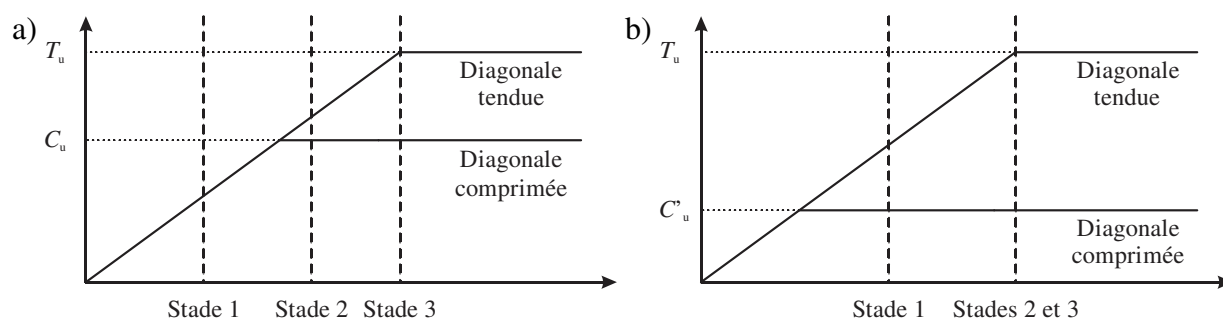


Figure 7-7: Cisaillement repris par les diagonales du segment critique : a) combinaison d'efforts 1 (C_u et T_u) ; b) combinaison d'efforts 2 (C'_u et T_u).

Dans le tableau 7-4, on observe que les trois stades présentés ci-haut sont rencontrés à Montréal. La force sismique calculée avec $R_d R_o = 1,3$ contrôle toujours les CCSM de type LD à Montréal. Pour le type MD, cette force semble contrôler davantage le dimensionnement lorsque la hauteur de l'ouvrage augmente. À Vancouver, tous les bâtiments de type MD et la majorité des CCSM de type

LD sont conçus sans limites sur le cisaillement des diagonales. Un point important à noter est que la plastification de plus d'une diagonale tendue plastifiée est envisageable uniquement lorsque la force sismique calculée avec $R_d R_o = 1,3$ ne contrôle pas la conception (stades 2 et 3).

Tableau 7-4: Cisaillement repris par les diagonales du segment critique lors de la conception des CCSM.

			Montréal																Vancouver															
			Sol C								Sol E								Sol C								Sol E							
			Sans 2%Cf				Avec 2%Cf				Sans 2%Cf				Avec 2%Cf				Sans 2%Cf				Avec 2%Cf				Sans 2%Cf				Avec 2%Cf			
H	Seg.	h/H	Rd = 2	Rd = 3	Rd = 2	Rd = 3	Rd = 2	Rd = 3	Rd = 2	Rd = 3	Rd = 2	Rd = 3	Rd = 2	Rd = 3	Rd = 2	Rd = 3	Rd = 2	Rd = 3	Rd = 2	Rd = 3	Rd = 2	Rd = 3	Rd = 2	Rd = 3	Rd = 2	Rd = 3	Rd = 2	Rd = 3	Rd = 2	Rd = 3				
(m)	(-)	(-)	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP		
9	2	0.5	1	1	3	3	1	1	3	3	2	2	3	3	2	2	3	3	2	2	3	3	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3		
		0.7	2	2	3	3	2	2	3	3	2	2	3	3	2	2	3	3	2	2	3	3	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3		
	3	0.3	2	2	3	3	2	2	3	3	2	2	3	3	2	2	3	3	2	2	3	3	2	2	3	3	2	2	3	3	2	2	3	3
16	3	0.5	1	1	2	2	1	1	2	2	2	2	3	3	2	2	3	3	2	2	3	3	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	
	4	0.3	1	1	2	2	1	1	2	2	2	2	3	3	2	2	3	3	2	2	3	3	2	2	3	3	2	2	3	3	2	2	3	3
	5	0.4	1	1	2	2	1	1	2	2	1	1	3	3	1	1	3	3	2	2	3	3	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	5	0.2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3	3	1	1	3	3	2	2	3	3	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
24	4	0.4	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	1	1	2	2	2	2	3	3	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	5	0.2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	1	1	2	2	2	2	3	3	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
		0.4	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	3	3	2	2	3	3	2	2	3	3	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3
Conception non permise selon la norme CSA S16-14;																																		
1	Le cisaillement $V_{RdRo=1,3}$ contrôle les deux conditions de chargement. Pour la première, on a $C = C'_u$ et $T < T_u$ et pour la seconde, on a $C = C_u$ et $T < T_u$;																																	
2	Le cisaillement $V_{RdRo=1,3}$ contrôle uniquement la seconde condition dans laquelle on a $C = C_u$ et $T < T_u$;																																	
3	Le cisaillement $V_{RdRo=1,3}$ ne contrôle pas.																																	

Le paramètre suivant est le poids des ouvrages. Pour que le paramètre puisse être utilisé pour des CCSM ayant des hauteurs différentes, le poids est donné en kilogramme par mètre de hauteur (kg/m). On présente les résultats dans le tableau 7-5.

Tableau 7-5: Poids des conceptions en kg/m.

			Montréal								Vancouver							
			Sol C				Sol E				Sol C				Sol E			
h	Seg.	h _l /h	R _d = 2		R _d = 3		R _d = 2		R _d = 3		R _d = 2		R _d = 3		R _d = 2		R _d = 3	
(m)	(-)	(-)	0% C _f	2% C _f	0% C _f	2% C _f	0% C _f	2% C _f	0% C _f	2% C _f	0% C _f	2% C _f	0% C _f	2% C _f	0% C _f	2% C _f	0% C _f	2% C _f
9	2	0.5	411	441	411	429	441	453	441	453	453	497	453	453	509	523	453	477
		0.667	548	548	548	548	548	560	548	548	514	526	472	490	526	546	514	526
	3	0.333	403	403	385	403	403	427	403	403	427	471	403	427	471	497	427	471
16	3	0.5	760	802	780	790	832	900	832	870	874	998	840	948	1040	1094	948	1046
	4	0.25	644	686	676	686	702	750	702	730	762	838	730	828	866	956	762	908
		0.4	698	736	718	744	772	870	772	804	828	908	798	866	956	1052	866	908
	5	0.2	644	686	644	686	686	750	730	730	750	838	730	838	866	998	790	908
24	4	0.4	1180	1228	1218	1228	1298	1394	1298	1388	1442	1564	1394	1510	1810	1846	1564	1702
	5	0.2	1024	1122	1044	1122	1132	1202	1132	1202	1202	1298	1202	1298	1298	1598	1292	1468
		0.4	1180	1256	1218	1228	1298	1394	1298	1388	1510	1632	1394	1510	1730	1846	1564	1730
676	Conception non permise selon la norme CSA S16-14.																	

Dans le tableau 7-5, on présente uniquement les analyses pour lesquelles les efforts sont partagés entre le CCSM et les colonnes gravitaires. Dans l'ensemble, lorsque la hauteur augmente, le poids augmente. Toutefois, pour une même hauteur, le poids tend à diminuer avec l'augmentation du nombre de segments. Les différences sont significatives lorsque le nombre de segments passe de trois à cinq avec une hauteur de 16 mètres. À Vancouver, pour CC3S de type MD sur un sol de type E, l'augmentation du nombre de segments permet de réduire le poids de 186 kg/m (-24%).

Le poids des structures augmente lorsque l'on considère la force hors plan du CCSM de $2\%C_f$ dans la conception. Cet effet était anticipé, car cette force engendre des efforts de flexion hors plan (M_{fx}) dans les colonnes du CCSM pour la combinaison avec l'effet du séisme. Cette combinaison de charge est critique pour ces poteaux et, par conséquent, une section d'acier plus lourde peut être requise afin de résister adéquatement aux différents efforts. Comme montré dans le tableau 7-5, la différence de poids peut être significative. Par exemple, pour un CCSM de type LD de 24 m de hauteur sur un sol E à Vancouver, l'application de cette force requiert jusqu'à 300 kg/m de plus (+19%).

La différence de poids entre une conception sans et avec les colonnes gravitaires est présentée dans le tableau 7-6. Dans ce tableau, on observe qu'il y a quatre structures qui demandent une section d'acier des colonnes du CCSM plus lourde lorsque les colonnes gravitaires sont mobilisées. L'augmentation du poids varie entre +0,4% et +3,5%. Par contre, la section d'acier des colonnes du CCSM est moins lourde pour trois CCSM. La diminution du poids varie entre -3,9% et -5,3%. Lorsqu'il y a une réduction de la section d'acier des CCSM, la variation du poids total de la structure est plus importante. À Montréal, l'impact des colonnes gravitaires sur le CCSM n'est pas suffisant pour modifier à la hausse ou à la baisse la section d'acier des colonnes du CCSM.

Tableau 7-6: Différence relative du poids des structures entre une conception sans et avec les colonnes gravitaires (%).

			Montréal								Vancouver							
			Sol C				Sol E				Sol C				Sol E			
h	Seg.	h_l/h	$R_d = 2$		$R_d = 3$		$R_d = 2$		$R_d = 3$		$R_d = 2$		$R_d = 3$		$R_d = 2$		$R_d = 3$	
(m)	(-)	(-)	0% C_f	2% C_f	0% C_f	2% C_f	0% C_f	2% C_f	0% C_f	2% C_f	0% C_f	2% C_f	0% C_f	2% C_f	0% C_f	2% C_f	0% C_f	2% C_f
9	2	0.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
		0.667	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.4	1.2	0	0	0	0
	3	0.333	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	3	0.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	4	0.25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-5.3
	5	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	4	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3.5
	5	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-4.6	-3.9	0	0
Conception non permise selon la norme CSA S16-14.																		

Le prochain paramètre à l'étude est l'effet de la sismicité sur les différents CCSM. Pour ce faire, on examine la ductilité et le type de sol. Les résultats sont présentés dans le tableau 7-7. Lorsque la ductilité d'un bâtiment passe de type LD à type MD, plusieurs scénarios sont possibles. En effet, selon le tableau 7-7, le poids de l'ouvrage peut diminuer, demeurer stable ou bien augmenter. Il n'y a d'augmentation de poids qu'à Montréal. Ce poids supplémentaire est requis en raison de trois facteurs. D'une part, le scénario de segment critique peut être différent pour un CCSM de type LD et le même CCSM de type MD, ce qui peut avoir un impact sur les colonnes du CCSM. D'autre part, le déplacement anticipé $R_d R_o \Delta_e$ au toit est généralement plus élevé lorsqu'un CCSM de type MD est employé, situation qui engendre de plus grands efforts et peut demander des poteaux plus lourds pour résister adéquatement à ces efforts. Finalement, dans le tableau 7-4, on note que le cisaillement pouvant se développer dans les diagonales du segment critique est parfois limité par le cisaillement $V_{RdRo=1,3}$ lorsque l'on choisit un niveau de ductilité différent (type MD vs LD). L'effet direct est l'augmentation des efforts de conception pour la combinaison $C_u + T_u$. De plus, on observe que l'augmentation de poids pour ces bâtiments se produit le plus souvent lorsque la force hors plan de $2\%C_f$ n'est pas considérée. Lorsque cette force est considérée, une augmentation de l'effort axial dans le poteau signifie une augmentation des efforts de flexion hors du plan du CCSM, M_{fx} . Une section d'acier plus lourde peut donc être requise. À Vancouver, la majorité des CCSM enregistrent une diminution de poids lorsque la ductilité est augmentée.

Tableau 7-7: Effet de la sismicité sur le poids des ouvrages (kg/m) : a) passage d'un CCSM de type LD à un CCSM de type MD ; b) passage d'un sol de type C à un sol de type E.

		Montréal						Vancouver					
h	Seg.	h_l/h	Sol C		Sol E			Sol C		Sol E			
(m)	(-)	(-)	0% C_f	2% C_f	0% C_f	2% C_f	0% C_f	2% C_f	0% C_f	2% C_f	0% C_f	2% C_f	0% C_f
9	2	0.5	0	-12	0	0	0	-14	-16	-12	-20	-14	-16
		0.667	0	0	0	-12	-12	-36	-12	-20	-20	-20	-20
	3	0.333	-18	0	0	-24	-24	-44	-44	-44	-26	-26	-26
16	3	0.5	+20	-12	0	-30	-34	-50	-92	-48	-48	-48	-48
		0.25	+32	0	0	-20	-32	-10	-104	-48	-48	-48	-48
	4	0.4	+20	+8	0	-16	-30	-42	-90	-44	-44	-44	-44
		0.2	0	0	+44	-20	-20	0	-76	-90	-90	-90	-90
24	4	0.4	+38	0	0	-6	-18	-54	-246	-144	-144	-144	-144
		0.2	+20	0	0	0	0	0	-6	-30	-30	-30	-30
	5	0.4	+38	-28	0	-6	-16	-22	-66	-116	-116	-116	-116

		Montréal						Vancouver					
h	Seg.	h_l/h	$R_d = 2$		$R_d = 3$			$R_d = 2$		$R_d = 3$			
(m)	(-)	(-)	0% C_f	2% C_f	0% C_f	2% C_f	0% C_f	2% C_f	0% C_f	2% C_f	0% C_f	2% C_f	0% C_f
9	2	0.5	+30	+12	+30	+24	+56	+26	0	+24	+36	+36	+36
		0.667	0	+12	0	0	+12	+20	+42	+36	+36	+36	+36
	3	0.333	0	+24	+18	0	+44	+26	+24	+44	+44	+44	+44
16	3	0.5	+72	+98	+52	+80	+166	+96	+108	+98	+98	+98	+98
		0.25	+58	+64	+26	+44	+104	+118	+32	+80	+80	+80	+80
	4	0.4	+74	+134	+54	+60	+128	+144	+68	+42	+42	+42	+42
		0.2	+42	+64	+86	+44	+116	+160	+60	+70	+70	+70	+70
24	4	0.4	+118	+166	+80	+160	+368	+282	+170	+192	+192	+192	+192
		0.2	+108	+80	+88	+80	+96	+300	+90	+170	+170	+170	+170
	5	0.4	+118	+138	+80	+160	+220	+214	+170	+220	+220	+220	+220

Lorsque le sol du bâtiment passe d'un type C à un type E (tableau 7-7b), le poids de l'ouvrage est toujours supérieur. Cette augmentation était attendue, car un sol de type E engendre une force sismique plus élevée dans les CCSM. Dans le tableau 7-7, l'augmentation est plus prononcée lorsque la hauteur du bâtiment augmente en raison des charges sismiques plus élevées. En effet, les poteaux des CCSM sur un sol de type E ont une rigidité en flexion plus élevée et, par conséquent, attirent plus d'efforts et doivent être plus lourds pour résister adéquatement à la combinaison des efforts.

Le quatrième paramètre porte sur la répartition du moment total entre les deux types de colonnes du CCSM. Les données présentées dans le tableau 7-8 et le tableau 7-9 sont basées sur les équations (6-46) et (6-47).

Tableau 7-8: Répartition du moment total transféré aux colonnes du CCSM (CC) et aux colonnes gravitaires (CG) lorsque la force hors plan de $2\%C_f$ est considérée.

			Montréal								Vancouver							
			Sol C				Sol E				Sol C				Sol E			
h	Seg.	h_l/h	$R_d = 2$		$R_d = 3$		$R_d = 2$		$R_d = 3$		$R_d = 2$		$R_d = 3$		$R_d = 2$		$R_d = 3$	
(m)	(-)	(-)	CC	CG	CC	CG	CC	CG	CC	CG	CC	CG	CC	CG	CC	CG	CC	CG
9	2	0.5	46	54	31	69	47	53	35	65	53	47	47	53	56	44	50	50
		0.667	39	61	39	61	39	61	39	61	61	39	48	52	63	37	61	39
	3	0.333	50	50	50	50	54	46	50	50	71	29	54	46	74	26	71	29
16	3	0.5	36	64	32	68	45	55	59	41	58	42	69	31	67	33	64	36
	4	0.25	27	73	27	73	36	64	51	49	64	36	60	40	72	28	70	30
		0.4	31	69	30	70	49	51	40	60	60	40	55	45	70	30	59	41
	5	0.2	27	73	27	73	36	64	52	48	65	35	66	34	74	26	70	30
24	4	0.4	35	65	34	66	49	51	45	55	60	40	56	44	71	29	62	38
	5	0.2	33	67	33	67	43	57	44	56	53	47	53	47	51	49	63	37
		0.4	40	60	34	66	49	51	45	55	61	39	54	46	70	30	67	33
27	Conception non permise selon la norme CSA S16-14.																	

Dans le tableau 7-8, la somme du pourcentage des moments transférés aux colonnes du CCSM et aux colonnes gravitaires est toujours de 100%. À première vue, les données montrent un rapport plutôt équilibré entre les deux types de colonnes ; il n'y a pas de valeurs extrêmes. On observe qu'à Montréal, une plus grande portion du moment est transférée dans les colonnes gravitaires. Ceci est principalement attribuable au fait que la section des poteaux du CCSM à Montréal est plus proche de celle des poteaux gravitaires qu'à Vancouver. À Vancouver, en raison des charges sismiques plus élevées, les colonnes des CCSM sont relativement plus grosses et rigides et, par conséquent, attirent davantage de moments que les colonnes des CCSM à Montréal.

Tableau 7-9: Différence relative (%) du moment total transféré aux colonnes du CCSM (CC) et aux colonnes gravitaires (CG) lorsque la force hors plan de $2\%C_f$ est considérée.

			Montréal								Vancouver							
			Sol C				Sol E				Sol C				Sol E			
h	Seg.	h _i /h	R _d = 2		R _d = 3		R _d = 2		R _d = 3		R _d = 2		R _d = 3		R _d = 2		R _d = 3	
(m)	(-)	(-)	CC	CG	CC	CG	CC	CG	CC	CG	CC	CG	CC	CG	CC	CG	CC	CG
9	2	0.5	+37	-32	+7	-3	+1	-1	-33	+18	+11	-12	0	0	-15	+19	+5	-5
		0.667	0	0	0	0	+2	-1	0	0	+15	-23	+6	-6	+4	-7	+19	-30
	3	0.333	0	0	+5	-5	+7	-8	0	0	+24	-59	+7	-8	+4	-10	+24	-60
16	3	0.5	-7	4	-27	+13	-4	+3	+21	-31	-5	+7	+13	-28	-9	+19	-7	+12
	4	0.25	+23	-8	-58	+21	-27	+15	+12	-12	+16	-28	+15	-23	+8	-22	+22	-51
		0.4	+15	-7	+9	-4	+24	-23	+8	-5	+17	-25	-13	+16	+11	-25	+4	-6
	5	0.2	+22	-8	+22	-8	+25	-14	0	0	+44	-83	+20	-39	+10	-29	+19	-24
24	4	0.4	+20	-11	+12	-6	+17	-16	+11	-9	+13	-20	+11	-13	+3	-7	+4	-7
	5	0.2	+24	-12	+54	-27	+11	-9	+14	-11	+16	-19	+16	-19	-3	+4	+23	-38
		0.4	+25	-17	+12	-6	+17	-17	+11	-9	+8	-12	+11	-13	+5	-12	+10	-21
	Conception non permise selon la norme CSA S16-14.																	

On présente la différence relative entre une conception sans et avec la force hors plan de $2\%C_f$ dans le tableau 7-9. Lorsque la force hors plan de $2\%C_f$ est considérée, la section du poteau du CCSM est généralement plus lourde, ce qui mène habituellement à une inertie dans le plan du CCSM (I_y) plus élevée. Par contre, la section d'acier des colonnes gravitaires demeure identique pour une conception sans et avec la force hors plan de $2\%C_f$, ce qui favorise une augmentation de la portion du moment de flexion reprise par les colonnes du CCSM. En effet, une réduction du moment de flexion dans les colonnes gravitaires est observée pour la majorité des bâtiments. L'augmentation de la portion des moments transférée aux colonnes gravitaires est attribuée à la réduction de l'inertie dans le plan du CCSM malgré une section d'acier plus massive des colonnes du CCSM.

La considération de la charge hors du plan du CCSM conduit à une conception conservatrice pour les colonnes gravitaires. En effet, cette force réduit généralement le pourcentage d'effort transmis aux colonnes gravitaires dont le rôle principal est de supporter les charges gravitaires. À l'inverse, les colonnes du CCSM sont dimensionnées avec une plus grande portion du moment total, ce qui est souhaité.

Un autre paramètre qui a été étudié est le niveau de sollicitation en flexion, M_{fy}/M_{py} , présent dans les deux types de colonnes. Les résultats sont présentés dans le tableau 7-10.

Tableau 7-10: Variation de la sollicitation maximale dans le plan du CCSM dans les poteaux ($\%M_{fy}/M_{py}$) lorsque la force hors plan de $2\%C_f$ est considérée.

			Montréal								Vancouver							
			Sol C				Sol E				Sol C				Sol E			
h	Seg.	h _l /h	R _d = 2		R _d = 3		R _d = 2		R _d = 3		R _d = 2		R _d = 3		R _d = 2		R _d = 3	
(m)	(-)	(-)	CC	CG	CC	CG	CC	CG	CC	CG	CC	CG	CC	CG	CC	CG	CC	CG
9	2	0.5	1.2	1.4	0.7	1.1	1.1	1.3	0.6	0.9	3.7	4.4	7.6	9.0	5.9	7.0	13.7	16.5
		0.667	5.1	4.0	4.8	3.8	5.9	4.7	9.8	7.7	1.2	0.8	16.4	12.9	8.7	5.7	28.2	18.6
	3	0.333	2.2	1.5	0.9	0.7	1.3	0.9	7.4	5.2	10.6	6.0	20.2	14.2	15.9	8.9	39.6	22.3
16	3	0.5	3.3	2.9	0.3	0.3	3.8	3.3	6.2	4.0	3.2	2.5	12.9	8.0	18.9	13.1	29.3	20.2
	4	0.25	0.8	0.8	<u>0.3</u>	<u>0.3</u>	0.5	0.4	<u>1.4</u>	<u>1.0</u>	16.1	10.2	<u>15.8</u>	<u>10.8</u>	24.3	14.7	<u>36.5</u>	<u>22.0</u>
		0.4	4.2	3.9	<u>0.4</u>	<u>0.3</u>	0.4	0.3	<u>5.8</u>	<u>4.9</u>	14.8	10.7	<u>14.5</u>	<u>11.0</u>	27.0	17.8	<u>23.0</u>	<u>17.3</u>
	5	0.2	0.8	0.8	<u>0.8</u>	<u>0.8</u>	1.1	1.0	<u>6.1</u>	<u>4.1</u>	19.4	11.8	<u>17.3</u>	<u>10.4</u>	32.4	19.3	<u>36.9</u>	<u>22.1</u>
24	4	0.4	1.7	1.5	<u>0.6</u>	<u>0.6</u>	0.6	0.5	<u>2.5</u>	<u>2.1</u>	8.0	5.7	<u>7.8</u>	<u>5.7</u>	21.6	13.8	<u>12.1</u>	<u>9.3</u>
	5	0.2	0.2	0.2	<u>0.2</u>	<u>0.2</u>	0.4	0.4	<u>0.7</u>	<u>0.6</u>	10.2	7.6	<u>10.6</u>	<u>7.9</u>	22.5	20.7	<u>27.1</u>	<u>19.3</u>
		0.4	0.2	0.2	<u>0.4</u>	<u>0.4</u>	4.0	3.0	<u>3.5</u>	<u>2.9</u>	5.9	4.3	<u>10.5</u>	<u>8.2</u>	17.6	11.8	<u>15.8</u>	<u>10.4</u>
0.3		Conception non permise selon la norme CSA S16-14.																

Dans le tableau 7-9 et le tableau 7-10, on étudiait la répartition des moments de flexion entre les deux types de colonnes, mais les résultats ne présentaient pas la sollicitation dans les poteaux. On constate que même si une grande portion du moment total est transférée dans un type de colonnes, la sollicitation dans ces colonnes n'est pas nécessairement élevée. En effet, on avait constaté, dans le tableau 7-3, que la plastification de la diagonale tendue dans le segment critique n'était pas atteinte dans la majorité des cas à Montréal. Pour ces ouvrages, la sollicitation est très faible et même lorsque les déformations inélastiques se concentrent dans le segment critique, la sollicitation n'excède pas 10%. De plus, une sollicitation maximale de $0,40M_{fy}/M_{py}$ est observée dans les poteaux du CCSM et de $0,22M_{fy}/M_{py}$ est observée dans les poteaux gravitaires. La sollicitation est généralement plus faible dans les poteaux gravitaires parce que ces colonnes ont une rigidité en flexion plus faible dans le plan du CCSM. L'inverse peut toutefois survenir si la rigidité en flexion des deux types de colonnes est semblable. On note que la sollicitation est généralement plus élevée lorsque le type MD est employé. Finalement, la géométrie du bâtiment n'a peu ou pas d'influence sur la sollicitation dans les différents poteaux.

Dans le tableau 7-9, on étudiait la sollicitation uniquement lorsque les efforts étaient partagés entre le CCSM et les colonnes gravitaires. Toutefois, il peut être intéressant d'examiner la différence relative entre une conception SP et une conception AP. Les résultats sont présentés dans le tableau 7-11. On constate que la mobilisation des colonnes gravitaires soulage la colonne du CCSM en

réduisant la sollicitation M_{fy}/M_{py} . Un seul bâtiment présente une augmentation et elle est attribuable à une inertie dans le plan du CCSM plus grande de la colonne du CCSM malgré une réduction de la section d'acier lorsque les efforts sont partagés entre le CCSM et les colonnes gravitaires. La grande différence observée à Montréal s'explique par le changement du scénario de segment critique entre les deux conceptions.

Tableau 7-11: Différence relative de la sollicitation maximale des poteaux ($\%M_{fy}/M_{py}$) du CCSM entre une conception SP et une conception AP.

			Montréal								Vancouver							
			Sol C				Sol E				Sol C				Sol E			
h	Seg.	h_1/h	$R_d = 2$		$R_d = 3$		$R_d = 2$		$R_d = 3$		$R_d = 2$		$R_d = 3$		$R_d = 2$		$R_d = 3$	
(m)	(-)	(-)	0% C_f	2% C_f	0% C_f	2% C_f	0% C_f	2% C_f	0% C_f	2% C_f	0% C_f	2% C_f	0% C_f	2% C_f	0% C_f	2% C_f	0% C_f	2% C_f
9	2	0.5	-1	-1	-3	-3	-2	-2	-5	-5	-3	-3	-4	-4	-3	-2	-4	-4
		0.667	-4	-4	-4	-4	-8	-8	-9	-9	-4	-4	-7	-6	-3	-3	-4	+61
	3	0.333	-4	-4	-4	-4	-3	-3	-9	-9	-5	-5	-12	-11	-4	-4	-10	-9
16	3	0.5	-7	-8	-7	-7	-7	-7	-24	-19	-5	-6	-32	-35	-17	-19	-28	-23
	4	0.25	-6	-5	-10	-10	-7	-6	-19	-18	-12	-11	-23	-20	-13	-12	-25	-15
		0.4	-12	-12	-7	-7	-11	-24	-12	-12	-50	-41	-28	-43	-32	-28	-30	-50
	5	0.2	-13	-12	-14	-13	-9	-8	-12	-9	-40	-25	-34	-26	-21	-18	-27	-37
24	4	0.4	-12	-12	-11	-10	-8	-7	-11	-11	-43	-34	-52	-46	-26	-25	-9	-14
	5	0.2	-537	-10	-8	-9	-12	-7	-15	-40	-41	-35	-44	-38	-34	-31	-36	-31
		0.4	-21	-23	-10	-10	-13	-13	-13	-12	-62	-54	-47	-27	-36	-25	-38	-44
Conception non permise selon la norme CSA S16-14.																		

La différence relative de la sollicitation $\%M_{fy}/M_{py}$ maximale des différents poteaux entre les conceptions avec et sans la force hors plan de 2% C_f est présentée dans le tableau 7-12. Dans la plupart des cas, la présence de cette force réduit le ratio M_{fy}/M_{py} dans les deux types de colonnes. Une section plus lourde est généralement associée à un moment plastique M_p plus grand, ce qui réduit le ratio. Les différences les plus significatives se retrouvent dans un CCSM de 24 m de hauteur comportant cinq segments et un ratio h_1/h de 0,4 à cause d'un changement du scénario de segment critique.

Tableau 7-12: Différence relative de la sollicitation ($\%M_{fy}/M_{py}$) entre une conception sans et avec la force hors plan de $2\%C_f$.

			Montréal								Vancouver							
			Sol C				Sol E				Sol C				Sol E			
h	Seg.	h _i /h	R _d = 2		R _d = 3		R _d = 2		R _d = 3		R _d = 2		R _d = 3		R _d = 2		R _d = 3	
(m)	(-)	(-)	CC	CG	CC	CG	CC	CG	CC	CG	CC	CG	CC	CG	CC	CG	CC	CG
9	2	0.5	+28	+10	+7	+6	+4	+5	-8	+14	-1	-1	0	0	-7	+1	-3	-2
		0.667	0	0	0	0	-1	0	0	0	+14	-2	-1	-2	-1	-1	+69	+62
	3	0.333	0	0	+6	+5	+9	+9	0	0	+14	-8	-4	-4	-1	-3	+8	-15
16	3	0.5	-8	+1	-15	+5	-12	-3	+12	-6	-1	+13	-16	-9	-2	+10	0	+10
	4	0.25	+20	+14	-22	+9	+7	+26	+11	+4	+8	-2	-6	-7	-6	-10	-2	-18
		0.4	-2	-3	+14	+12	-14	-30	-1	-2	0	-11	-9	+8	-8	-7	-6	-4
	5	0.2	+17	+11	+17	+11	+19	+12	0	0	+13	-1	-3	-15	-4	-7	-21	-39
		0.4	+6	-5	+10	+1	+27	+22	-7	-6	-4	-12	-9	-10	0	-4	-7	-2
24	5	0.2	-47	-51	-3	-42	-729	-724	-405	-427	-4	-12	-5	-14	-27	-11	-11	-30
		0.4	-9	-25	+7	-2	+2	-7	-5	-4	-9	-9	-9	-10	-5	-6	-14	-20
			Conception non permise selon la norme CSA S16-14.															

Une combinaison des deux derniers paramètres est réalisée pour les colonnes gravitaires. Dans le tableau 7-13, on regroupe la sollicitation $\%M_{fy}/M_{py}$ ainsi que le pourcentage du moment total transféré aux colonnes gravitaires M_{cg}/M_{tot} lorsque la force hors plan de $2\%C_f$ est considérée.

Tableau 7-13: Variation de la sollicitation ($\%M_{fy}/M_{py}$) et le pourcentage du moment total transféré aux colonnes gravitaires lorsque la force hors plan de $2\%C_f$ est considérée.

			Montréal								Vancouver							
			Sol C				Sol E				Sol C				Sol E			
h	Seg.	h _l /h	R _d = 2		R _d = 3		R _d = 2		R _d = 3		R _d = 2		R _d = 3		R _d = 2		R _d = 3	
(m)	(-)	(-)	M _b /M _{py}	M _{cg} /M _{tot}	M _b /M _{py}	M _{cg} /M _{tot}	M _b /M _{py}	M _{cg} /M _{tot}	M _b /M _{py}	M _{cg} /M _{tot}	M _b /M _{py}	M _{cg} /M _{tot}	M _b /M _{py}	M _{cg} /M _{tot}	M _b /M _{py}	M _{cg} /M _{tot}	M _b /M _{py}	M _{cg} /M _{tot}
9	2	0.5	1.4	54	1.1	69	1.3	53	0.9	65	4.4	47	9.0	53	7.0	36	16.5	50
		0.667	4.0	61	3.8	61	4.7	61	7.7	61	0.8	39	12.9	52	5.7	39	18.6	39
	3	0.333	1.5	50	0.7	50	0.9	46	5.2	50	6.0	29	14.2	46	8.9	29	22.3	29
16	3	0.5	2.9	64	0.3	68	3.3	55	4.0	41	2.5	42	8.0	31	13.1	27	20.2	36
	4	0.25	0.8	73	0.3	73	0.4	64	1.0	49	10.2	36	10.8	40	14.7	34	22.0	30
		0.4	3.9	69	0.3	70	0.3	51	4.9	60	10.7	40	11.0	45	17.8	37	17.3	41
	5	0.2	0.8	73	0.8	73	1.0	64	4.1	48	11.8	35	10.4	34	19.3	33	22.1	30
24	4	0.4	1.5	65	0.6	66	0.5	51	2.1	55	5.7	40	5.7	44	13.8	31	9.3	38
	5	0.2	0.2	67	0.2	67	0.4	57	0.6	56	7.6	47	7.9	47	20.7	47	19.3	37
		0.4	0.2	60	0.4	66	3.0	51	2.9	55	4.3	39	8.2	46	11.8	33	10.4	33
0.3	73	Conception non permise selon la norme CSA S16-14.																

Dans le tableau 7-13, on observe que même si la contribution des colonnes gravitaires est importante, la sollicitation M_{fy}/M_{py} peut être faible et c'est notamment le cas pour les CCSM

localisé à Montréal. Dans un bâtiment localisé à Montréal, 73% du moment total est transféré dans les colonnes gravitaires pour une sollicitation aussi faible que $0,003M_{fy}/M_{py}$. Dans l'exemple de ce chapitre, on avait noté que les combinaisons avec la charge de vent dominaient la conception des colonnes gravitaires. En analysant les résultats, la section de la colonne gravitaire n'est pas affectée par le partage des efforts de flexion entre le CCSM et les colonnes gravitaires. La colonne est donc en mesure de remplir son rôle premier qui est de supporter les charges gravitaires.

La prochaine étude porte sur les déplacements latéraux dans les CCSM. Dans la revue de la littérature, il avait été relevé que le mécanisme de l'étage faible est souvent présent dans les contreventements concentriques. Les CCSM ne font pas exception à la règle et la norme requiert de réaliser la conception pour les niveaux d'efforts associés au cas où il n'y a qu'un segment flambé sur la hauteur du CCSM, ce qui est conservateur lorsque plus d'une diagonale tendue est plastifiée dans le CCSM. Afin de mesurer si le déplacement se concentre dans un ou plusieurs segments, le facteur de concentration des déplacements latéraux dans les segments (FCD) est calculé à l'aide de l'équation :

$$FCD = \frac{\max(\delta_i/h_i)}{R_d R_o \Delta_e / h} \quad (7-5)$$

Dans cette équation, δ_i est le déplacement horizontal relatif, h_i est la hauteur du segment, $R_d R_o \Delta_e$ est le déplacement anticipé au toit, h est la hauteur du bâtiment et i est le segment considéré. L'équation correspond au déplacement normalisé maximal dans les segments par rapport au déplacement anticipé normalisé au toit. Ce facteur est égal à 1,0 si le CCSM se déforme uniformément sur sa hauteur et aucun effort de flexion ne se développe dans les poteaux. Le comportement du CCSM est non linéaire lorsque ce rapport excède l'unité. Les résultats obtenus

pour tous les CCSM sont présentés dans le tableau 7-14. À noter que les résultats proviennent uniquement des conceptions réalisées avec la force hors plan de $2\%C_f$.

Tableau 7-14: Facteur de concentration des déplacements latéraux dans les segments (FCD) lorsque la charge hors plan de 2% est considérée.

			Montréal								Vancouver							
			Sol C				Sol E				Sol C				Sol E			
h	Seg.	h _i /h	R _d = 2		R _d = 3		R _d = 2		R _d = 3		R _d = 2		R _d = 3		R _d = 2		R _d = 3	
(m)	(-)	(-)	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP
9	2	0.5	1.14	1.14	1.10	1.10	1.12	1.11	1.08	1.08	1.26	1.25	1.38	1.36	1.33	1.33	1.54	1.53
		0.667	1.60	1.58	1.50	1.48	1.54	1.50	1.80	1.73	1.06	1.06	2.00	1.94	1.27	1.26	1.23	2.12
	3	0.333	1.23	1.23	1.11	1.11	1.15	1.15	1.47	1.44	1.54	1.52	1.70	1.62	1.74	1.72	1.90	1.83
16	3	0.5	1.50	1.46	1.06	1.06	1.36	1.33	1.45	1.38	1.22	1.21	1.69	1.57	1.93	1.81	2.18	2.00
	4	0.25	1.12	1.12	<u>1.05</u>	<u>1.04</u>	1.06	1.06	<u>1.12</u>	<u>1.11</u>	1.95	1.88	<u>1.68</u>	<u>1.56</u>	1.86	1.77	<u>2.12</u>	<u>1.97</u>
		0.4	1.47	1.41	<u>1.07</u>	<u>1.07</u>	1.01	1.01	<u>1.38</u>	<u>1.34</u>	1.85	1.66	<u>1.82</u>	<u>1.62</u>	2.17	1.99	<u>2.07</u>	<u>1.82</u>
	5	0.2	1.12	1.11	<u>1.11</u>	<u>1.10</u>	1.12	1.12	<u>1.12</u>	<u>1.19</u>	1.70	1.55	<u>1.58</u>	<u>1.45</u>	1.97	1.83	<u>2.50</u>	<u>2.25</u>
24	4	0.4	1.22	1.19	<u>1.10</u>	<u>1.09</u>	1.06	1.06	<u>1.19</u>	<u>1.19</u>	1.65	1.51	<u>1.57</u>	<u>1.43</u>	2.12	1.95	<u>1.66</u>	<u>1.64</u>
	5	0.2	1.07	1.07	<u>1.07</u>	<u>1.07</u>	1.08	1.08	<u>1.05</u>	<u>1.05</u>	1.50	1.35	<u>1.51</u>	<u>1.35</u>	2.29	1.98	<u>2.46</u>	<u>2.21</u>
		0.4	1.04	1.04	<u>1.07</u>	<u>1.06</u>	1.32	1.28	<u>1.24</u>	<u>1.21</u>	1.52	1.39	<u>1.76</u>	<u>1.59</u>	1.97	1.85	<u>1.90</u>	<u>1.70</u>
<u>1.05</u>		Conception non permise selon la norme CSA S16-14.																

Dans le tableau 7-14, les FCD varient entre 1,0 et 2,50. Ce facteur est plus élevé lorsque le bâtiment est localisé dans une région à forte sismicité (Vancouver). L'amplitude des FCD confirme le mécanisme du segment faible dans les CCSM. Il est toutefois intéressant de noter que la mobilisation des colonnes gravitaires dans la reprise des charges latérales permet de réduire le FCD dans tous les bâtiments ayant un comportement inélastique ($FCD > 1,0$) sauf un bâtiment dû à un changement de scénario de segment critique. La continuité des poteaux ainsi que l'augmentation de la rigidité latérale sont des facteurs expliquant la réduction des FCD.

La dernière étude porte sur l'effet des lisses dans la conception des CCSM. Dans le tableau 7-15, on présente les résultats entre une colonne gravitaire dimensionnée avec et sans les lisses. Pour faciliter l'analyse, uniquement le poids d'une colonne est présenté.

Tableau 7-15: Différence de poids (kg/m) entre une colonne gravitaire non reliée et reliée par des lisses.

			Montréal				Vancouver			
h	Seg.	h _i /h	Sol C		Sol E		Sol C		Sol E	
(m)	(-)	(-)	R _d =2	R _d =3	R _d =2	R _d =3	R _d =2	R _d =3	R _d =2	R _d =3
9	2	0.5	61	61	61	61	49	49	49	49
		0.667	18	18	18	18	40	40	40	40
	3	0.333	76	76	76	76	63	63	63	63
16	3	0.5	47	47	47	47	56	56	56	56
	4	0.25	70	70	70	70	70	70	70	70
		0.4	56	56	56	56	70	70	70	70
	5	0.2	70	70	70	70	70	70	70	70
24	4	0.4	82	82	82	82	82	82	82	82
	5	0.2	105	105	105	105	105	105	105	105
		0.4	82	82	82	82	82	82	82	82
70	Conception non permise selon la norme CSA S16-14.									

On constate que les lisses permettent de réduire significativement le poids des colonnes gravitaires. À partir des résultats, toutes les conceptions avec les lisses mènent à une réduction du poids de l'ouvrage. De plus, cette réduction augmente avec la hauteur du bâtiment. Cette observation est directement liée à la longueur effective de la colonne dans le calcul des différentes résistances. Pour une section d'acier identique, la résistance à la compression diminue avec la hauteur de l'ouvrage. En plus de résister à l'effet des charges de gravité, les colonnes gravitaires doivent résister à l'effet du vent. Ce dernier agit selon l'axe fort de la section et le déversement doit être pris en compte dans le calcul de la résistance autour de l'axe fort M_{rx} . En définitive, la section d'acier d'une colonne gravitaire non reliée par des lisses sera plus lourde pour une hauteur élevée.

7.6 Comparaison entre la méthode des forces et la méthode de rigidité

Dans cette partie, on s'intéresse aux différences entre les deux méthodes de conceptions présentées précédemment. Pour rappel, au chapitre 6, on avait développé des équations basées sur la différence de cisaillement entre deux segments adjacents lorsque l'un d'entre eux atteint l'état de plastification. À cet instant précis, la diagonale comprimée du segment supérieur atteint la résistance probable C_u en même temps que l'effort probable en traction dans la diagonale travaillant en traction. Cette méthode est simple et efficace, mais ne tient pas compte des déformations axiales des bielles, ce qui peut avoir un léger impact sur les résultats. Dans la méthode de conception élaborée dans ce chapitre, on détermine les efforts à l'aide de la méthode de rigidité. Cette méthode

plus rigoureuse devrait être plus représentative des efforts se développant réellement dans un CCSM lors d'une sollicitation sismique.

On présente la différence du nombre de diagonales tendues plastifiées entre les méthodes de conception des chapitres 6 et 7 dans le tableau 7-16. La différence du nombre de diagonales tendues plastifiées varie entre -1 et 2. Une valeur de -1 signifie que la méthode des forces (chapitre 6) favorise la plastification de la diagonale tendue dans un segment de plus qu'avec la méthode de rigidité (chapitre 7). Les différences sont plus marquées à Montréal qu'à Vancouver. Pour rappel, au tableau 7-3, la diagonale tendue du segment critique de la majorité des bâtiments de Montréal n'atteignait pas la plastification. À Vancouver, on note quelque cas où la méthode de rigidité demande un plus grand nombre de diagonales tendues plastifiées. Cette augmentation est due à un changement du scénario de segment critique (phénomène ciblé par le trait sous le chiffre)

Tableau 7-16: Différence du nombre de diagonales tendues plastifiées entre une conception avec la méthode de rigidité et la méthode des forces.

			Montréal												Vancouver												
			Sol C						Sol E						Sol C						Sol E						
			Sans 2% C_f		Avec 2% C_f		Sans 2% C_f		Avec 2% C_f		Sans 2% C_f		Avec 2% C_f		Sans 2% C_f		Avec 2% C_f		Sans 2% C_f		Avec 2% C_f						
h	Seg.	h_l/h	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$			
(m)	(-)	(-)	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	
9	2	0.5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
		0.667	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
		0.333	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
16	3	0.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
		0.25	0	0	1	1	0	0	1	1	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
	4	0.4	0	0	1	1	0	0	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
		0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
	24	5	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
0.2			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
0.4			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
			Conception non permise selon la norme CSA S16-14;																								
0	0	Le trait sous le chiffre indique un changement de scénario de segment critique entre les deux méthodes de conception.																									

On présente dans le tableau 7-17 la différence du poids des structures entre les deux méthodes d'analyse. On note que pour la plupart des cas, les deux méthodes de conception conduisent aux mêmes sections d'acier pour les poteaux du CCSM. La section des colonnes gravitaires demeure identique avec les deux méthodes de conception car leur dimensionnement est gouverné par les combinaisons avec la charge de vent. On observe que la méthode de rigidité favorise dans la plupart des cas une réduction du poids des ouvrages. Les augmentations de poids sont attribuées à deux facteurs. D'une part, le scénario de segment critique change parfois (voir le tableau 7-16). D'autre

part, dans la méthode des forces, on interpole les efforts au déplacement anticipé $R_d R_o \Delta_e$ entre deux scénarios (voir la section 6.3.2), situation qui peut mener à des efforts différents.

Tableau 7-17: Différence du poids des conceptions en kg/m entre une conception avec la méthode de rigidité et la méthode des forces.

			Montréal								Vancouver							
			Sol C				Sol E				Sol C				Sol E			
h	Seg.	h _l /h	R _d = 2		R _d = 3		R _d = 2		R _d = 3		R _d = 2		R _d = 3		R _d = 2		R _d = 3	
(m)	(-)	(-)	0% C _f	2% C _f	0% C _f	2% C _f	0% C _f	2% C _f	0% C _f	2% C _f	0% C _f	2% C _f	0% C _f	2% C _f	0% C _f	2% C _f	0% C _f	2% C _f
9	2	0.5	-18	+12	-18	0	0	0	0	0	0	0	0	-14	0	-28	0	-20
		0.67	0	0	0	0	0	-14	0	-26	0	0	-18	-24	-20	-24	-12	0
	3	0.33	0	0	0	0	0	0	0	-14	0	0	0	0	0	0	0	-10
16	3	0.5	0	0	0	+10	0	-4	0	0	0	0	0	0	0	-68	0	0
	4	0.25	0	0	0	+10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		0.4	0	+18	0	+26	0	0	0	-28	-4	0	-30	0	0	0	0	0
	5	0.2	0	+42	0	+10	0	0	0	-20	0	-28	-20	0	0	0	0	0
24	4	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-72	0	-28
	5	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	48	0	0	48	0	-6	0
		0.4	0	0	0	0	+10	0	0	0	0	0	6	+68	0	0	0	0
Conception non permise selon la norme CSA S16-14.																		

La dernière étude porte sur les efforts de flexion dans le plan des CCSM des deux types de colonnes lorsque les colonnes gravitaires sont mobilisées avec la force hors plan de $2\%C_f$. Les résultats sont présentés dans le tableau 7-18. La méthode des forces est indiquée par MF et la méthode de rigidité par MR. De plus, on s'intéresse uniquement à Vancouver à cause du plus grand nombre de diagonales tendues qui sont plastifiées comparativement à Montréal. Dans la majorité des structures, l'utilisation de la méthode de rigidité réduit les efforts de flexion dans les deux types de colonnes. L'inverse peut toutefois survenir si la section d'acier des poteaux du CCSM change ou si le scénario de segment critique est différent.

Tableau 7-18: Variation de la sollicitation maximale dans le plan du CCSM dans les poteaux ($\%M_{fy}/M_{py}$) à Vancouver lorsque la force hors plan de $2\%C_f$ est considérée.

			Sol C								Sol E							
			R _d = 2				R _d = 3				R _d = 2				R _d = 3			
h	Seg.	h _l /h	CC		CG		CC		CG		CC		CG		CC		CG	
(m)	(-)	(-)	MF	MR	MF	MR	MF	MR	MF	MR	MF	MR	MF	MR	MF	MR	MF	MR
9	2	0.5	3.0	3.7	3.6	4.4	5.5	7.6	6.6	9.0	3.5	5.9	3.9	7.0	10.0	13.7	12.1	16.5
		0.67	6.9	1.2	4.6	0.8	9.3	16.4	7.5	12.9	8.3	8.7	5.5	5.7	20.6	28.2	13.7	18.6
	3	0.33	18.5	10.6	10.6	6.0	22.9	20.2	16.5	14.2	21.2	15.9	11.9	8.9	34.6	39.6	26.7	22.3
16	3	0.5	16.4	3.2	12.8	2.5	13.9	12.9	9.0	8.0	21.1	18.9	15.2	13.1	30.4	29.3	22.0	20.2
	4	0.25	20.0	16.1	13.0	10.2	17.7	15.8	12.7	10.8	26.4	24.3	16.4	14.7	37.3	36.5	23.3	22.0
		0.4	18.6	14.8	14.6	10.7	15.2	14.5	12.4	11.0	29.2	27.0	21.1	17.8	24.3	23.0	19.1	17.3
	5	0.2	21.5	19.4	13.9	11.8	18.7	17.3	12.2	10.4	33.5	32.4	21.0	19.3	32.0	36.9	20.0	22.1
24	4	0.4	10.0	8.0	7.5	5.7	7.5	7.8	5.9	5.7	21.1	21.6	14.8	13.8	16.8	12.1	11.9	9.3
	5	0.2	11.5	10.2	9.1	7.6	11.4	10.6	9.1	7.9	22.9	22.5	22.2	20.7	23.1	27.1	17.1	19.3
		0.4	9.0	5.9	7.1	4.3	10.0	10.5	8.0	8.2	18.3	17.6	12.4	11.8	12.4	15.8	8.8	10.4
13.0	Conception non permise selon la norme CSA S16-14.																	

Dans l'ensemble, les sections d'aciers et les efforts de conception provenant de la méthode des forces sont très semblables à ceux de la méthode de rigidité. L'utilisation de la méthode des forces semble sécuritaire, car les efforts de flexion sont généralement plus élevés et requièrent parfois un plus grand nombre de diagonales tendues plastifiées. Comme déjà mentionné, le scénario de segment critique est parfois différent entre les deux méthodes de conception, ce qui peut influencer les résultats et l'estimation des efforts.

7.7 Discussion

Les deux derniers chapitres avaient pour but de présenter deux méthodes d'analyse et de conception des contreventements concentriques en treillis à segments multiples combinés aux poteaux gravitaires. Le chapitre 6 s'intéressait à la méthode des forces utilisant l'équilibre des cisaillements repris par les diagonales et les poteaux entre deux segments adjacents. Au chapitre 7, on se basait sur les commentaires de la norme CSA S16 concernant l'analyse linéaire élastique dans le but de concevoir les CCSM. La méthode des forces est en quelque sorte une simplification, à l'aide d'équations, de la méthode de rigidité présentée dans ce chapitre. Ces deux méthodes de dimensionnement comportaient toutefois deux nouveautés comparativement aux exigences et recommandations actuelles de la norme. D'une part, on est en mesure de prédire les efforts à différents niveaux de plastification. En effet, déplacer le CCSM au déplacement anticipé $R_d R_o \Delta_e$

au toit peut favoriser la propagation de la plastification des diagonales tendues dans plusieurs segments. Cette situation s'est toutefois présentée uniquement à Vancouver due à la forte sismicité de la région. D'autre part, l'inertie des colonnes gravitaires est mise à contribution afin de soulager les colonnes du CCSM. On se base sur le déséquilibre des forces des diagonales entre deux segments adjacents dont l'un est flambé et l'autre plastifié (voir la figure 6-12). Cette force est présentée dans la méthode des forces. Par contre, dans la méthode de rigidité, cette force est prise en compte lorsque l'on recherche le déplacement qui initie la plastification dans un nombre désiré de diagonales tendues (stades 2A et 3A de la figure 7-3). Ce surplus d'effort est repris par les deux types de poteaux selon leur rigidité respective en flexion.

Après l'élaboration de la méthode de rigidité ainsi qu'un exemple de conception basé sur les deux méthodes de conception, une étude paramétrique a été réalisée sur 320 bâtiments différents. De cette étude, il en résulte que le dimensionnement des poteaux du CCSM en assumant les déformations inélastiques dans un seul des éléments treillis correspond au comportement prédit de la structure dans la majorité des cas. En effet, pour les bâtiments autorisés par la norme pour lesquels les colonnes gravitaires ne sont pas mobilisées, seulement deux bâtiments sont conçus avec plus d'une diagonale tendue plastifiée. De plus, le partage des efforts entre les deux types de colonnes mène parfois à la plastification d'un plus grand de diagonales tendues. En effet, la participation des colonnes gravitaires amplifie la rigidité latérale du système, ce qui augmente les efforts dans les diagonales tendues non plastifiées au déplacement anticipé $R_d R_o \Delta_e$ au toit. Une manifestation directe de la propagation de la plastification dans plus d'un segment est la réduction des moments de flexion dans les deux types de colonnes. L'approche simplifiée de la norme pour concevoir les poteaux du CCSM serait conservatrice à Vancouver pour les bâtiments de 4 ou 5 segments de plus de 16 m car la plastification se propage souvent dans plus d'une diagonale tendue pour ces structures.

Pour tous les bâtiments étudiés, il n'a pas été nécessaire d'augmenter la section d'acier des colonnes gravitaires lorsque ces colonnes devaient participer à la reprise des charges latérales sismiques. Pour ces colonnes, les combinaisons d'efforts dominantes ont toujours été $1,25D + 1,4W + 0,5S$ ou $1,25D + 1,5S + 0,4W$. Les efforts de flexion induits par les séismes n'étaient pas suffisamment élevés pour demander une section plus lourde. Cette situation pourrait être différente dans d'autres villes ou d'autres bâtiments et il importe de vérifier la stabilité des colonnes gravitaires sous la combinaison avec l'effet des séismes lorsqu'elles sont reliées par des lisses au CCSM. De plus,

pour certains bâtiments, on a observé une réduction des sections d'acier des colonnes du CCSM par la mobilisation des colonnes gravitaires. Une plus grande rigidité en flexion des colonnes réduit les déplacements latéraux dans les segments (tableau 7-14), ce qui diminue les efforts de flexion dans les colonnes du CCSM et les colonnes gravitaires.

CHAPITRE 8 ANALYSES TEMPORELLES NON LINÉAIRES

Dans ce dernier chapitre, on s'intéresse aux analyses temporelles non linéaires. À la section 7.5, une étude paramétrique avait été réalisée sur un total de 320 bâtiments différents. Pour certains d'entre eux, le comportement de la structure est examiné sous différentes sollicitations sismiques. Avec les résultats, on sera en mesure de déterminer si le comportement sismique équivaut à celui prédit dans l'étude paramétrique. Le nombre de segments avec diagonales plastifiées en traction, les déplacements relatifs et les moments de flexion aux différents joints constituent des paramètres déterminants dans le comportement des structures et plus particulièrement pour les CCSM. La première partie de ce chapitre présente la sélection des bâtiments suivie par la sélection des séismes à Montréal et à Vancouver. Par la suite, on présente le modèle numérique utilisé ainsi que les différentes hypothèses de simplification. Puis, les principaux résultats sont présentés et comparés à ceux obtenus du chapitre précédent pour conclure avec une étude approfondie du comportement de certains bâtiments, à savoir l'étude de la propagation de la plastification en traction et l'impact des colonnes gravitaires sur le comportement sismique des structures.

8.1 Sélection des bâtiments

La sélection des bâtiments est la première étape dans le processus menant aux analyses temporelles non linéaires. À partir des résultats de l'étude paramétrique, on a sélectionné plusieurs groupes de bâtiments tels que montré dans le tableau 8-1. Les raisons qui ont mené à cette sélection sont expliquées dans cette section.

Tableau 8-1: Sélection des bâtiments pour les analyses temporelles non linéaires.

			Montréal																Vancouver															
			Sol C								Sol E								Sol C								Sol E							
			Sans 2% C_f				Avec 2% C_f				Sans 2% C_f				Avec 2% C_f				Sans 2% C_f				Avec 2% C_f				Sans 2% C_f				Avec 2% C_f			
h	Seg.	h_1/h	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$	$R_d = 2$	$R_d = 3$				
(m)	(-)	(-)	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP		
9	2	0.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
		0.667	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
	3	0.333	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
16	3	0.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
	4	0.25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
		0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
	5	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
24	4	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
	5	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
		0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	1	2	2	1	1	2	2	1	1	2	2	1	1	2		
1	1	Conception non permise selon la norme CSA S16-14;																																
1	1	La mobilisation du cadre gravitaire permet de réduire la section d'acier des colonnes du contreventement;																																
1	1	La mobilisation du cadre gravitaire demande une section d'acier plus massive pour les colonnes du contreventement;																																
0	0	Le trait sous le chiffre indique que le scénario avec le second segment critique contrôle le dimensionnement de la colonne, sinon c'est le premier.																																

Afin d'obtenir un comportement réaliste sous une sollicitation sismique, seules les structures conçues sans la force hors plan de 2% C_f ont été retenues. On a cependant considéré les structures conçues selon les deux niveaux de ductilité pour examiner l'influence de ce paramètre.

Groupe de bâtiments 1

Le premier groupe de bâtiments sélectionné est localisé à Montréal sur un sol de catégorie E. Les CCSM d'une hauteur de 9 mètres comportant 2 ou 3 segments sont couramment employés. La période du mode fondamental de ces structures est similaire et l'on peut ainsi vérifier l'influence du nombre de segments sur le comportement sismique. Pour ces structures, la force sismique déterminée avec $R_d R_o = 1,3$ gouverne la conception des CCSM de type LD pour la combinaison $C_u + T_u$ (voir le tableau 7-4). Les sections d'acier des diagonales, des colonnes du CCSM (CC) et des colonnes gravitaires (CG) sont données dans le tableau 8-2 et le tableau 8-3. Dans les tableaux de cette section, on présente entre parenthèses la section des colonnes du CCSM lorsque la participation des colonnes gravitaires permet de réduire la section des colonnes du CCSM. Ce n'est pas le cas pour les colonnes de ce premier groupe mais cela s'est produit pour des structures des autres groupes.

Tableau 8-2: Sections d'acier des éléments structuraux pour le groupe de bâtiments 1 comportant 2 segments.

Élément structural	Type LD		Type MD	
	Segment 1	Segment 2	Segment 1	Segment 2
Diagonales	HSS114.3x114.3x6.4	HSS88.9x88.9x6.4	HSS101.6x101.6x6.4	HSS88.9x88.9x4.8
CC	W250x73		W250x73	
CG	W310x67		W310x67	
Bielles	W200x52		W200x46.1	

Tableau 8-3: Sections d'acier des éléments structuraux pour le groupe de bâtiments 1 comportant 3 segments.

Élément structural	Type LD		Type MD	
	Segment 1	Segments 2 et 3	Segment 1	Segments 2 et 3
Diagonales	HSS88.9x88.9x6.4	HSS88.9x88.9x6.4	HSS88.9x88.9x4.8	HSS88.9x88.9x4.8
CC	W310x67		W310x67	
CG	W250x44.8		W250x44.8	
Bielles	W200x46.1		W200x46.1	

Groupe de bâtiments 2

Dans ce deuxième groupe de bâtiments, on étudie le comportement du CC3S dans une région sismique élevée dans l'optique de comparer les résultats aux CC3S du premier groupe de bâtiments. Les sections d'acier pour ce groupe de CC3S sont présentées dans le tableau 8-4.

Pour les deux types de ductilité, des déformations inélastiques ne sont prévues que dans le segment inférieur. De plus, en analysant les résultats de la conception pour ce groupe de bâtiments, on note que le déplacement au toit requis pour initier la plastification en traction dans un deuxième segment est beaucoup plus élevé que le déplacement correspondant à $R_d R_o \Delta_e$. L'objectif était de vérifier si les analyses temporelles non linéaires indiqueraient aussi que la plastification en traction ne se produirait que dans un seul segment.

Tableau 8-4: Sections d'acier des éléments structuraux pour le groupe de bâtiments 2.

Élément structural	Type LD		Type MD	
	Segment 1	Segments 2 et 3	Segment 1	Segments 2 et 3
Diagonales	HSS114.3x114.3x9.5	HSS114.3x114.3x9.5	HSS101.6x101.6x6.4	HSS101.6x101.6x6.4
CC	W360x101		W360x79	
CG	W250x44.8		W250x44.8	
Bielles	W250x73		W200x52	

Groupe de bâtiments 3 et 4

Les bâtiments des groupes 3 et 4 sont localisés à Vancouver. La différence entre ces deux groupes de CC4S réside dans la catégorie de sol, soit C ou E. La configuration des CC4S choisie est de 16 m pour la hauteur avec un ratio entre le premier segment et la hauteur totale de 0,4. Cet aménagement est fréquemment utilisé puisque la grande hauteur du premier segment de 6,4 m permet d'installer des ouvertures de grande hauteur. Les déformations inélastiques peuvent initialement se développer dans le premier ou le deuxième segment à partir du bas car ces segments sont différents. Pour ces deux groupes de bâtiments, le scénario de conception lorsque le second segment est critique mène à la section d'acier la plus massive pour les poteaux du CCSM.

Sous une sollicitation sismique, les déformations inélastiques se développent dans toutes les structures de ces deux groupes de bâtiments. Toutefois, les déplacements anticipés sur le sol C et les CCSM de type LD sur le sol E ne sont pas suffisamment élevés pour initier la plastification de la diagonale tendue dans un deuxième segment. Par contre, on prévoit une plastification des diagonales tendues dans deux segments pour la structure de type MD sur le sol E pour les conceptions sans et avec les colonnes gravitaires. Les profilés d'acier des éléments structuraux de ces deux groupes de bâtiments sont présentés dans le tableau 8-5 et le tableau 8-6. On note un changement de la section d'acier des poteaux du CCSM lorsque les colonnes gravitaires sont mobilisées pour le type MD (groupe 4). Le changement n'affecte toutefois pas le poids de l'ouvrage car les deux sections d'acier ont le même poids linéaire.

Tableau 8-5: Sections d'acier des éléments structuraux pour le groupe de bâtiments 3.

Élément structural	Type LD		Type MD	
	Segment 1	Segments 2, 3 et 4	Segment 1	Segments 2, 3 et 4
Diagonales	HSS127x127x6.4	HSS101.6x101.6x6.4	HSS114.3x114.3x6.4	HSS88.9x88.9x6.4
CC	W460x177		W360x162	
CG	W310x79		W310x79	
Bielles	W200x52		W200x46.1	

Tableau 8-6: Sections d'acier des éléments structuraux pour le groupe de bâtiments 4.

Élément structural	Type LD		Type MD	
	Segment 1	Segments 2, 3 et 4	Segment 1	Segments 2, 3 et 4
Diagonales	HSS139.7x139.7x9.5	HSS114.3x114.3x7.9	HSS127x127x6.4	HSS101.6x101.6x6.4
CC	W610x241		W360x196 (W530x196)	
CG	W310x79		W310x79	
Bielles	W250x73		W200x52	

Groupe de bâtiments 5

Dans le groupe de bâtiments 5, on a choisi des CCSM à 5 segments dont le ratio h_1/h est de 0,4 pour une hauteur totale de 24 m. Les structures sont localisées à Montréal sur un sol de catégorie E. Les sections d'acier des CC5S sont données dans le tableau 8-7. Pour les CCSM de type LD, on ne prévoit aucune plastification des diagonales tendues. Par contre, pour le type MD, on prévoit une plastification des diagonales tendues dans un seul segment lorsque les colonnes gravitaires ne participent pas à la reprise des charges latérales.

Tableau 8-7: Sections d'acier des éléments structuraux pour le groupe de bâtiments 5.

Élément structural	Type LD		Type MD	
	Segment 1	Segments 2, 3, 4 et 5	Segment 1	Segments 2, 3, 4 et 5
Diagonales	HSS127x127x6.4	HSS88.9x88.9x4.8	HSS114.3x114.3x6.4	HSS76.2x76.2x4.8
CC	W610x217		W610x217	
CG	W460x144		W460x144	
Bielles	W200x46.1		W200x46.1	

Groupe de bâtiments 6

Le dernier groupe de bâtiments étudiés est identique au groupe précédent, mais les bâtiments sont localisés à Vancouver. On a opté pour ces structures car elles montrent un nombre élevé de segments avec diagonales tendues plastifiées : 2 segments pour les CCSM de type LD et 3 segments pour le type MD. Les sections d'acier des différents éléments structuraux sont présentées dans le tableau 8-8. Imanpour et Tremblay (2016) ont déjà réalisé des analyses dynamiques temporelles non linéaires sur une structure similaire (CC5S de 20 m avec le même ratio h_1/h), mais sur un sol de catégorie C.

Tableau 8-8: Sections d'acier des éléments structuraux pour le groupe de bâtiments 6.

Élément structural	Type LD		Type MD	
	Segment 1	Segments 2, 3, 4 et 5	Segment 1	Segments 2, 3, 4 et 5
Diagonales	HSS177.8x177.8x9.5	HSS114.3x114.3x7.9	HSS139.7x139.7x7.9	HSS101.6x101.6x6.4
CC	W840x473 (W840x433)		W760x350	
CG	W460x144		W460x144	
Bielles	W250x73		W250x58	

Pour le type LD, la présence de lisses horizontales entre les colonnes gravitaires et le CCSM permet de réduire la section d'acier des poteaux du CCSM (section réduite donnée entre parenthèses dans le tableau). Le comportement résultant des analyses temporelles non linéaires sera comparé à celui du groupe de bâtiments 5. De plus, les résultats permettront d'étudier davantage les CCSM de type MD avec plus de trois segments car la norme CSA S16 limite actuellement le type MD pour des CCSM ayant deux ou trois segments.

8.2 Sélection des séismes

Le choix des accélérogrammes est une étape importante dans la préparation des analyses temporelles non linéaires. Ceux-ci ont un impact considérable sur le comportement de la structure analysée. La sélection des accélérogrammes a été réalisée par l'associé de recherche Poulad Daneshvar (Daneshvar, 2015) et le professeur Robert Tremblay en suivant la procédure décrite dans Tremblay et al. (2015) et le guide qui fera partie du commentaire du code national du bâtiment 2015 (en préparation). Les prochaines sections présentent les séismes pour le sol E à Montréal et les sites de catégorie C et E à Vancouver.

8.2.1 Bâtiments localisés à Montréal

Comme il avait été mentionné à la section 6.2, l'origine des séismes dans l'Est canadien est encore peu connue. Qui plus est, les tremblements de terre avec une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans sont peu fréquents et il n'existe pas d'enregistrements sismiques pour des séismes de grande magnitude qui sont anticipés dans l'est du Canada. Une alternative est d'utiliser des accélérogrammes simulés. Au Canada, il existe une banque de données d'accélérogrammes simulés

à l'aide d'un modèle sismologique disponible sur le site internet *Engineering Seismology Toolbox*². Dans l'article mentionné ci-haut, un ensemble de 11 séismes est recommandé afin de bien couvrir le spectre de réponse sur la plage de périodes des bâtiments traités dans ce projet. Un groupe de 5 mouvements sismiques simulés pour des séismes de magnitude 6,0 (groupe 1) à des distances variant entre 10 et 30 km ont été sélectionnés afin de couvrir les courtes périodes. Un second groupe de 6 autres mouvements sismiques a été retenu pour couvrir les plus longues périodes, cette fois pour des séismes de magnitude 7,0 (groupe 2) à des distances variant entre 15 et 100 km. Les caractéristiques des accélérogrammes ainsi que le facteur d'échelle utilisé sont donnés dans le tableau 8-9.

Dans le CNBC 2015, on demande que les spectres des séismes soient ajustés (calibrés) par groupe pour s'harmoniser au spectre de référence sur la plage de périodes dominantes pour le groupe. De plus, la plage de période de l'ensemble des groupes à un site doit couvrir toute la plage d'intérêt pour les bâtiments étudiés, plage qui est délimitée par une période de 0,15 s jusqu'à une période égale à 2 fois la période fondamentale de la structure. La période du mode fondamentale des bâtiments de Montréal varie entre 0,56 et 1,4 s. L'ajustement des séismes utilisés dans cette étude a été effectué pour une plage de périodes couvrant de 0,15 à 4,0 s, ce qui est adéquat. La figure 8-1 présente les 11 spectres des séismes pour un amortissement de 5% et le spectre de réponse de Montréal pour un sol de catégorie E. Dans la figure 8-1, on observe que la médiane des accélérations spectrales est excellente sur la plage respective des périodes pour les deux groupes de séismes.

² <http://www.seismotoolbox.ca/>

Tableau 8-9: Caractéristiques des accélérographes artificiels utilisés pour Montréal (sol E).

Séisme	Magnitude (-)	Distance de la faille (km)	Azimut (degré)	Facteur d'échelle (-)
ME1	6,0	13	239	0,57
ME2	6,0	17	41	0,65
ME3	6,0	17	239	0,64
ME4	6,0	17	239	1,08
ME5	6,0	24	79	0,87
ME6	7,0	15	74	0,52
ME7	7,0	20	126	0,63
ME8	7,0	26	277	0,75
ME9	7,0	42	304	0,90
ME10	7,0	45	86	1,11
ME11	7,0	99	158	1,36

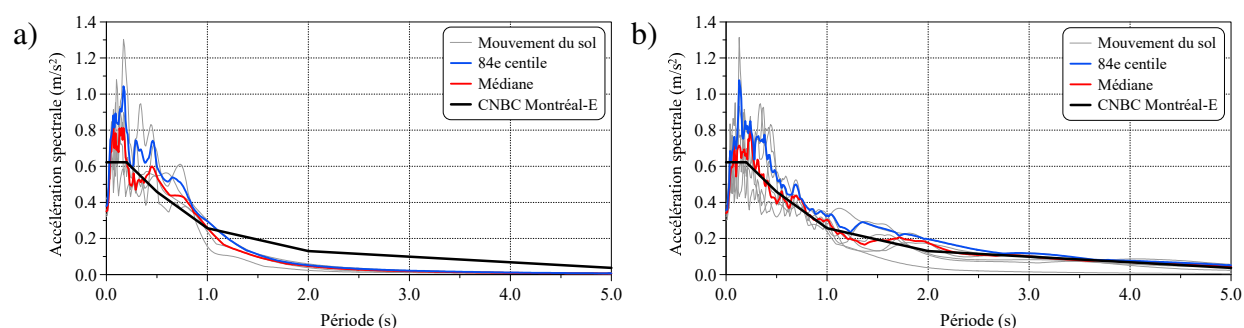


Figure 8-1: Accélération spectrale des séismes sélectionnés à Montréal sur un sol E : a) groupe 1 (M6,0) ; b) groupe 2 (M7,0).

8.2.2 Bâtiments localisés à Vancouver

La région de Vancouver est très différente de celle de Montréal du point de vue tectonique en ce sens que deux plaques tectoniques se rencontrent à proximité de Vancouver, juste à l'ouest de l'Île de Vancouver. Cette zone fait partie de *la ceinture de feu* se situant autour de l'océan pacifique. Trois différentes sources de séismes peuvent se produire dans la région de Vancouver : séismes se produisant à faible profondeur dans la croûte terrestre (groupe 1), séismes de subduction intra-plaques se produisant à une plus grande profondeur, sous la ville de Vancouver (groupe 2) et séismes de subduction inter-plaques se produisant à la jonction des plaques tectoniques (groupe 3). La signature sismique provenant de ces mouvements de plaque est différente et on doit considérer

trois groupes de 11 mouvements du sol, un groupe pour chaque source de séismes pour un total de 33 enregistrements sismiques. Le processus de sélection est basé sur la méthode et les critères décrits dans Tremblay et al. (2015).

La figure 8-2 et la figure 8-3 présentent les spectres de réponses calibrés sur le spectre de dimensionnement pour chacun des trois groupes et pour les deux catégories de site (C et E). Les caractéristiques des mouvements du sol sont données dans le

tableau 8-10 et le tableau 8-11. Pour ces deux figures, on a limité la plage de période à 5 s bien que le spectre de dimensionnement soit défini jusqu'à une période de 10 s. La raison est que la période du mode fondamentale de nos bâtiments n'excède pas 2 s. Pour chaque type de sol, on note que chaque groupe de séismes couvre une plage de période particulière et que les trois groupes couvrent l'ensemble de la plage de période d'intérêt.

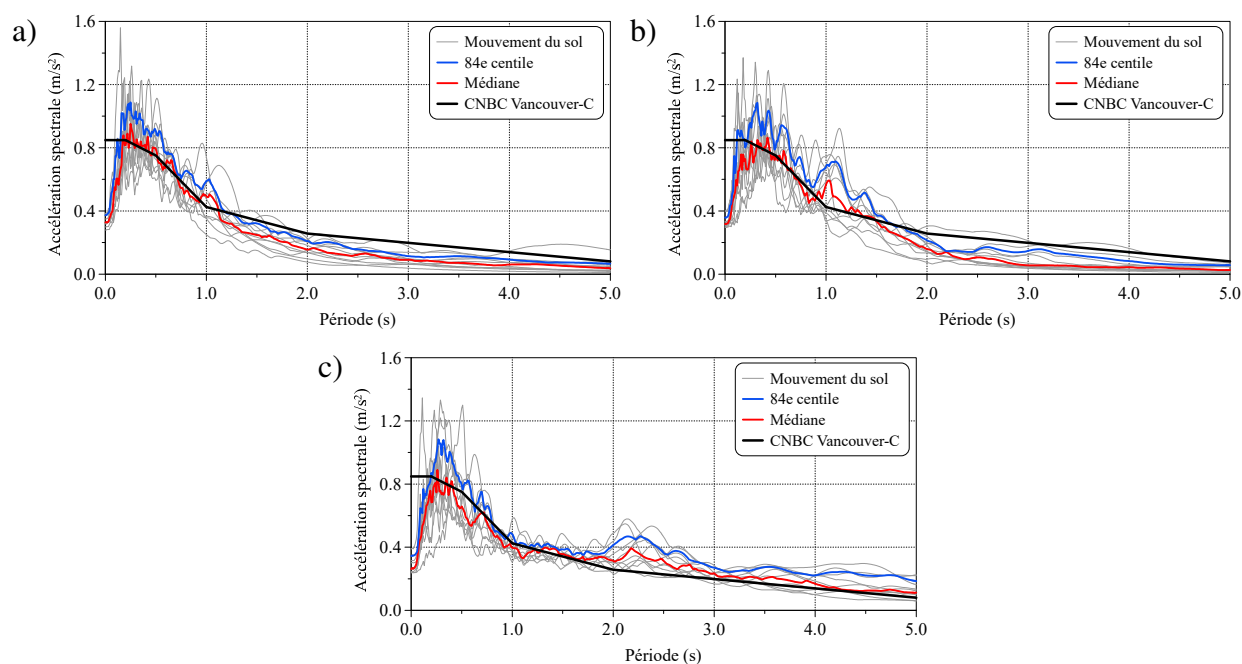


Figure 8-2: Accélération spectrale des séismes sélectionnés à Vancouver sur un sol C : a) groupe 1 ; b) groupe 2 ; c) groupe 3.

Tableau 8-10: Caractéristiques des accélérographes utilisés pour Vancouver (sol C).

Séisme	Groupe (-)	Séisme (-)	Magnitude (-)	Distance de la faille (km)	Azimut (degré)	Facteur d'échelle (-)
VC1	1	San Fernando, 1971	6,6	23	291	1,39
VC2		San Fernando, 1971	6,6	25	90	2,73
VC3		Loma Prieta, 1989	6,9	20	195	2,30
VC4		Loma Prieta, 1989	6,9	18	0	2,95
VC5		Northridge, 1994	6,7	17	60	2,87
VC6		Northridge, 1994	6,7	21	90	0,66
VC7		Northridge, 1994	6,7	23	195	1,71
VC8		Northridge, 1994	6,7	13	170	2,45
VC9		Loma Prieta, 1989	6,9	51	90	1,58
VC10		Loma Prieta, 1989	6,9	54	360	1,18
VC11		Kern County, 1952	7,4	46	21	2,06
VC12	2	Nisqually, 2001	6,8	70	360	4,25
VC13		Nisqually, 2001	6,8	64	125	2,17
VC14		Nisqually, 2001	6,8	64	215	2,11
VC15		Nisqually, 2001	6,8	59	200	2,36
VC16		Nisqually, 2001	6,8	59	290	1,72
VC17		El Salvador, 2001	7,6	76	360	2,63
VC18		El Salvador, 2001	7,6	76	270	2,96
VC19		El Salvador, 2001	7,6	70	360	2,01
VC20		El Salvador, 2001	7,6	82	90	1,59
VC21		El Salvador, 2001	7,6	93	180	4,81
VC22		El Salvador, 2001	7,6	83	180	1,38
VC23	3	Tohoku, 2001	9,0	152	EW	5,17
VC24		Tohoku, 2001	9,0	152	NS	5,36
VC25		Tohoku, 2001	9,0	155	EW	4,43
VC26		Tohoku, 2001	9,0	155	NS	4,97
VC27		Tohoku, 2001	9,0	166	EW	4,79
VC28		Tohoku, 2001	9,0	166	NS	4,09
VC29		Tohoku, 2001	9,0	167	NS	3,32
VC30		Tohoku, 2001	9,0	161	NS	2,78
VC31		Tohoku, 2001	9,0	161	EW	3,73
VC32		Tohoku, 2001	9,0	156	EW	3,32
VC33		Tohoku, 2001	9,0	156	NS	3,11

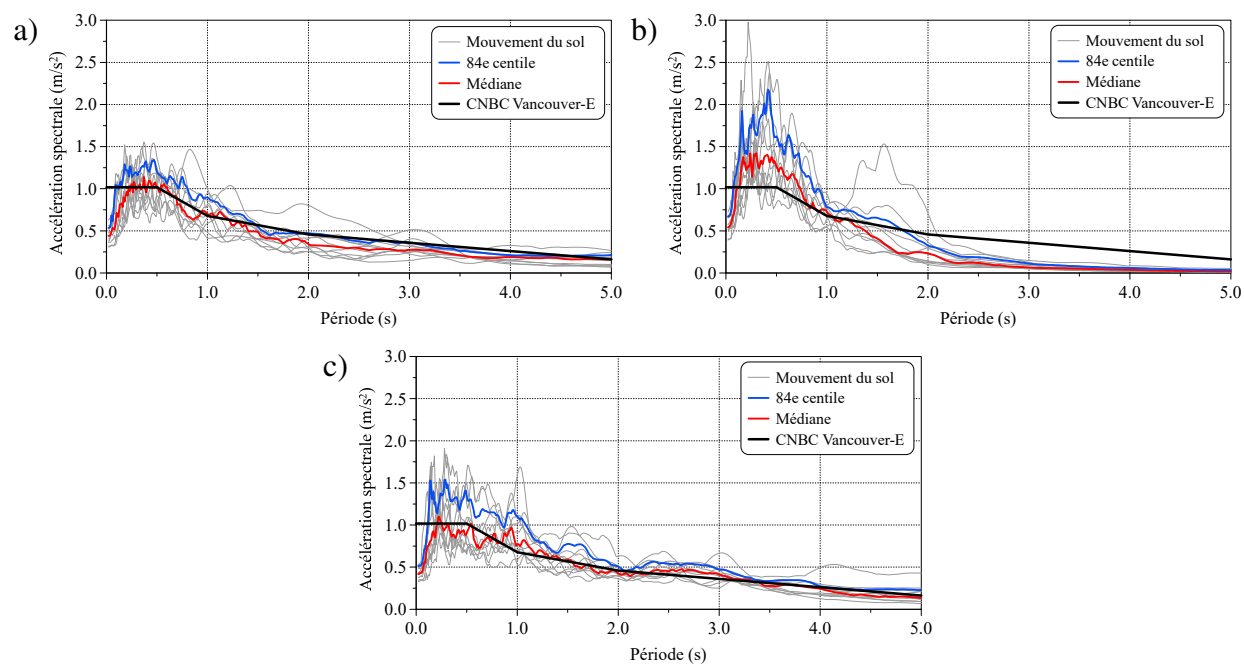


Figure 8-3: Accélération spectrale des séismes sélectionnés à Vancouver sur un sol E : a) groupe 1 ; b) groupe 2 ; c) groupe 3.

Tableau 8-11: Caractéristiques des accélérographes utilisés pour Vancouver (sol E).

Séisme	Groupe (-)	Séisme (-)	Magnitude (-)	Distance de la faille (km)	Azimut (degré)	Facteur d'échelle (-)
VE1	1	Imperial Valley, 1979	6,5	18	140	3,44
VE2		Imperial Valley, 1979	6,5	13	140	1,50
VE3		Imperial Valley, 1979	6,5	15	180	5,00
VE4		Niigata, 2004	6,6	28	NS	2,57
VE5		Chuetsu-oki_ Japan	6,8	27	EW	3,29
VE6		Iwate, 2008	6,9	30	NS	1,81
VE7		Darfield, 2010	7,0	18	W	2,39
VE8		Superstition Hills, 1987	6,5	18	90	2,37
VE9		Superstition Hills, 1987	6,5	13	180	1,78
VE10		Loma Prieta, 1989	6,9	28	90	1,96
VE11		El Mayor-Cucapah, 2010	7,2	11	90	1,15
VE12	2	Nisqually, 2001	6,8	45	180	2,46
VE13		Nisqually, 2001	6,8	51	270	5,27
VE14		Nisqually, 2001	6,8	51	360	6,76
VE15		Geiyo, 2001	6,8	50	NS	2,31
VE16		Geiyo, 2001	6,8	47	EW	5,91
VE17		Geiyo, 2001	6,8	47	NS	4,43
VE18		Geiyo, 2001	6,8	63	EW	1,61
VE19		Geiyo, 2001	6,8	47	EW	2,13
VE20		Geiyo, 2001	6,8	47	NS	2,13
VE21		Geiyo, 2001	6,8	56	EW	1,77
VE22		Geiyo, 2001	6,8	56	NS	2,40
VE23	3	Tohoku, 2001	9,0	159	EW	6,66
VE24		Tohoku, 2001	9,0	159	NS	7,22
VE25		Tohoku, 2001	9,0	160	EW	4,54
VE26		Tohoku, 2001	9,0	155	EW	5,66
VE27		Tohoku, 2001	9,0	164	EW	3,39
VE28		Tohoku, 2001	9,0	155	EW	1,47
VE29		Tohoku, 2001	9,0	155	NS	1,34
VE30		Tokachi-Oki, 2003	8,0	124	EW	7,33
VE31		Tokachi-Oki, 2003	8,0	124	NS	6,61
VE32		Tokachi-Oki, 2003	8,0	126	EW	5,57
VE33		Tokachi-Oki, 2003	8,0	155	NS	3,35

8.3 Élaboration des modèles numériques

Le modèle numérique utilisé pour les analyses temporelles non linéaires est élaboré à l'aide du logiciel *OpenSees*. La figure 8-5 présente un exemple de modélisation pour un CCSM de trois segments combinés aux colonnes gravitaires. Les principaux éléments sont illustrés dans la figure 8-5a. Les poteaux sont continus sur toute leur hauteur. Ils sont articulés à leur base selon les deux directions principales, ce qui est cohérent avec les hypothèses de conception. La torsion est empêchée à leurs extrémités. Les poteaux sont modélisés avec des éléments de type *force-based nonlinear beam column*. On a utilisé 10 éléments pour chaque segment. Les imperfections géométriques dans le plan et hors du plan du CCSM sont présentées dans la figure 8-5a et sont attribuées aux nœuds des éléments de chaque segment. Dans le plan du CCSM, l'amplitude des défauts de rectitude équivaut à $h_i/1000$ avec une fonction sinusoïdale où h_i est la hauteur des différents segments. Hors du plan du CCSM, les imperfections sont calculées de la même façon, mais sur la hauteur totale du bâtiment, comme dans la conception. L'amplitude maximale est située à $h/2$ où h est la hauteur du CCSM. Le matériau *Steel02* est utilisé dans les différents poteaux et diagonales. Ce dernier simule l'écrouissage cinématique et l'écrouissage isotrope ainsi que l'effet de *Bauschinger* (voir la section 2.1.3.1). Les paramètres de ce matériau sont ceux obtenus de la calibration effectuée à la section 4.1.1 avec une limite élastique F_y de 345 MPa. Le module tangent de l'acier est calculé selon :

$$E_t = \frac{0.075F_y}{0.02E} \quad (8-1)$$

La section des colonnes est discrétisée en fibres (Uriz, Filippou, & Mahin, 2008) selon la figure 8-5b. Aguero, Izvemari et Tremblay (2006) ont démontré qu'une membrure divisée en huit éléments égaux avec au moins 16 fibres prédit adéquatement le flambement d'une membrure. Dans notre modèle, chaque paroi de la section a été modélisée avec 400 fibres, 20 fibres sur l'épaisseur et 20 fibres sur la largeur. Le profil des contraintes résiduelles adopté est celui présenté à la figure 4-14b. Pour chaque élément, on a opté pour cinq points d'intégration. Une formulation *co-rotational* a été considérée afin de prendre en compte l'effet des non-linéarités géométriques.

Les bielles situées entre chaque segment du CCSM sont modélisées avec des éléments de poutre avec un matériau élastique du fait que peu de déformations sont anticipées dans ces éléments. Elles sont en effet conçues pour résister dans le domaine élastique aux efforts de flexion produits par le

vent et les efforts axiaux maximums qui sont anticipés après le flambement des diagonales. Dans le modèle numérique, la section des bielles est orientée de sorte qu'elles agissent comme des lisses et que la poussée du vent sur le mur produise de la flexion autour de leur axe fort. Au niveau du toit, la section de la bielle est orientée de façon à agir comme une poutre et que les charges de gravité du toit produisent de la flexion selon l'axe fort de la section. Pour les autres bielles entre les segments, on suppose un assemblage aux poteaux où un court segment de la bielle est directement soudé à l'âme des poteaux, comme le montre figure 8-4.

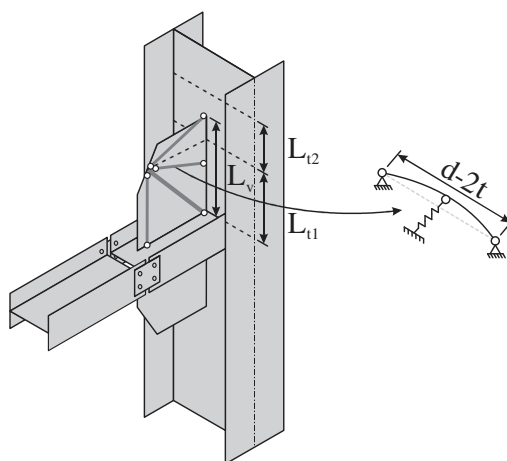


Figure 8-4: Détails de l'assemblage #3.

Les goussets des diagonales sont soudés à ce segment soudé au poteau. Cette étape est effectuée en usine, avant que la structure ne soit livrée au chantier. Ce procédé facilite l'installation des bielles et des diagonales. Comme montré sur la figure 8-4, la bielle est assemblée par boulonnage au niveau de l'âme et des deux semelles. Les bielles procurent ainsi une retenue en torsion aux poteaux. On suppose que cet assemblage ne transfère pas de moments dans le plan du CCSM. Pour modéliser cette connexion, on définit deux nœuds à la même position à la jonction des deux segments de la bielle : le premier nœud correspond au nœud à l'extrémité libre du segment de la bielle soudée au poteau et le second nœud correspond à l'extrémité de la bielle (figure 8-6). Pour ces deux nœuds, les degrés de liberté correspondant aux déplacements horizontaux dans les trois directions, la rotation autour de l'axe vertical et la rotation autour de l'axe longitudinal de la bielle (torsion) sont contraints par la fonction *equalDOF*. La modélisation des assemblages entre les poteaux, les bielles et les diagonales est décrite plus en détail à la section 8.3.1.

Les lisses reliant les poteaux du CCSM aux colonnes gravitaires sont modélisées différemment. En effet, il n'y a pas de gousset et les bielles sont reliées directement à l'âme des poteaux par le biais d'un assemblage boulonné. On retrouve donc à cet endroit une articulation constituée de deux nœuds comme celle entre les deux segments des bielles du CCSM. Les lisses sont modélisées avec le même matériau élastique que les bielles du CCSM.

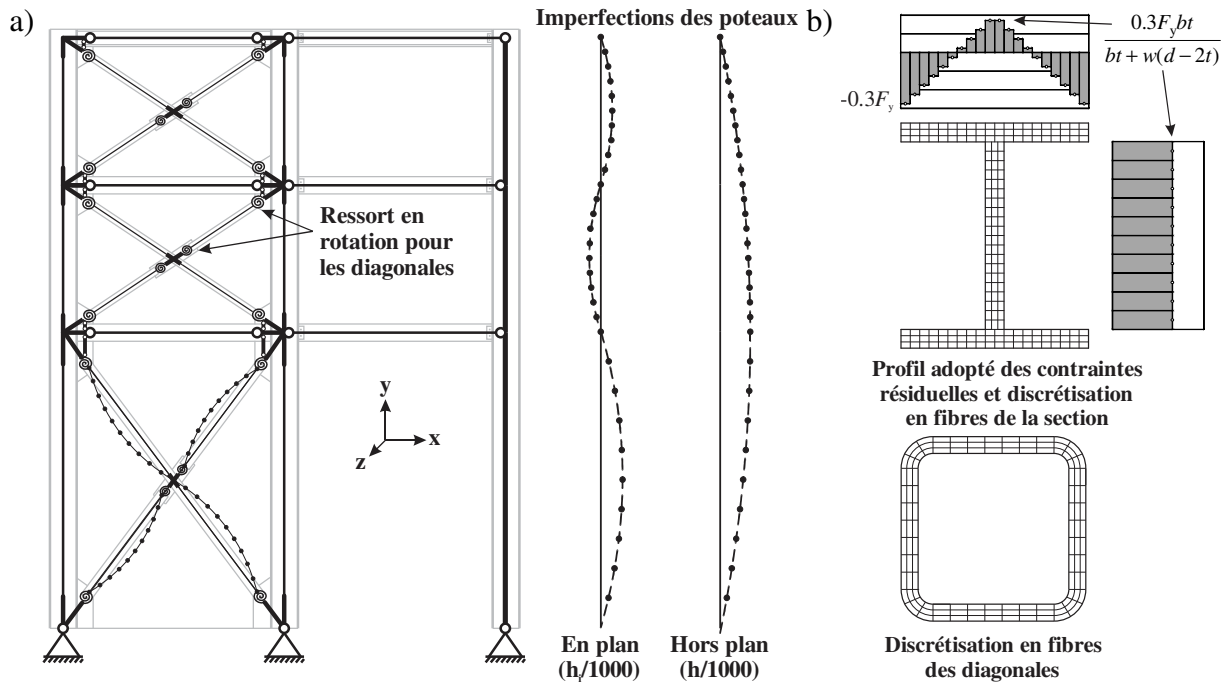


Figure 8-5: Modélisation d'un CCSM incluant les colonnes gravitaires : a) modèle numérique incluant les imperfections des poteaux et des diagonales ; b) discrétisation en fibre des différentes sections et profil adopté des contraintes résiduelles.

Dans chaque segment, les diagonales sont modélisées avec des éléments de type *force based nonlinear beam-column elements* permettant de reproduire le flambement en compression et la plastification en traction. Aux extrémités des diagonales, on a utilisé des éléments de poutres élastiques rigides (liens rigides) pour représenter la partie des diagonales correspondant aux colonnes et goussets. La modélisation de ces assemblages est décrite plus en détail à la section 8.3.1. Comme le montre la figure 8-5a, les segments comprennent une diagonale continue et une diagonale discontinue. Cette façon d'installer les diagonales est couramment employée par les concepteurs. Une zone rigide est présente au centre de la diagonale continue afin de simuler la

rigidité additionnelle offerte par la connexion de la diagonale discontinue. Pour chaque demi-diagonale, on a spécifié des défauts de rectitude de forme sinusoïdale avec une amplitude maximale de $L/500$ où L est la longueur d'une demi-diagonale. Pour les diagonales discontinues, le lien rigide au niveau de la diagonale continue est exempt de défaut de rectitude. De l'autre côté de la zone rigide centrale, les défauts de rectitude sont de signe opposé afin d'obtenir une forme en « S » sur l'ensemble des deux demi-diagonales. La section discrétisée des diagonales HSS est présentée à la figure 8-5b. Contrairement aux poteaux, les contraintes résiduelles ne sont pas prises en compte dans ces éléments. L'influence sur les efforts des colonnes est négligeable et simplifie la formulation du modèle. La limite élastique probable de 460 MPa ($R_y F_y$) est utilisée pour le matériau *Steel02*. Le module tangent est recalculé avec la limite élastique probable et les autres paramètres du matériau (R_0 , cR_1 , cR_1 , a_1 , a_2 , a_3 et a_4) sont identiques à ceux des colonnes. Dans le but d'être cohérent avec la conception, la limite élastique a été réduite de 5% ($0,95R_y F_y$) dans le segment critique anticipé lors de la conception (voir le tableau 7-3).

Dans l'étude paramétrique, deux conceptions ont été étudiées : sans et avec les colonnes gravitaires. Les analyses ont aussi été effectuées pour les deux conceptions. Dans le scénario dit sans partage (SP), les colonnes gravitaires ne sont pas modélisées et on a recours à une colonne P-Delta afin de simuler les effets de second ordre provenant des charges gravitaires reprises par ces poteaux. Pour le cas avec partage (AP), on a utilisé une seule colonne pour modéliser l'ensemble des colonnes gravitaires tributaires au CCSM. Cette colonne est modélisée comme les colonnes des CCSM, sauf que l'épaisseur des semelles et la profondeur de l'âme ont été multipliées par le nombre de colonnes gravitaires pour reproduire la rigidité et la résistance en flexion de l'ensemble des colonnes gravitaires. Comme mentionné plus haut, un assemblage bielle-poteau plus simple a été considéré pour ces colonnes.

8.3.1 Modélisation et conception des assemblages poteau-bielle-diagonales

La modélisation de la connexion entre les poteaux, les diagonales et les bielles peut affecter le comportement des diagonales et, par conséquent, celui de la structure lors d'une analyse temporelle non linéaire. La modélisation adoptée est présentée à la figure 8-6a. À l'extrémité de la diagonale, un élément ressort est introduit pour reproduire la rigidité en flexion hors plan et en torsion de la zone du gousset où survient la rotation lors du flambement de la diagonale comprimée. Les propriétés de cet élément sont présentées plus bas dans cette section. Un lien rigide élastique d'une

longueur L_r relie ce ressort au nœud situé à l'intersection poteau-bielle-diagonales (figure 8-6b). La longueur L_r a été calculée de façon à considérer la longueur de *Whitmore* L_w , l'épaisseur du gousset et la demi-épaisseur de l'âme de la bielle. Au niveau de l'intersection des diagonales, un élément ressort ayant les mêmes propriétés que les ressorts aux extrémités a été modélisé pour les diagonales discontinues. On a déterminé la longueur de la zone rigide centrale de la diagonale discontinue $L_{r,d}$ et de la diagonale continue $L_{r,c}$ comme suit :

$$L_{r,d} = 0.5d_{HSS} + t_g \quad (8-2)$$

$$L_{r,c} = 0.5L_w + t_g \quad (8-3)$$

L'assemblage de la bielle et des goussets aux poteaux peut aussi affecter le comportement de la structure et les efforts transmis aux membrures. Dans les poteaux, on a considéré des liens rigides de longueur $L_r \times \sin(\theta)$ au-dessus et en bas du niveau des bielles. Pour les éléments de ces zones, on a spécifié une aire égale à celle des poteaux plus la moitié de l'aire du gousset et des rigidités en flexion autour des axes fort et faible de la colonne qui tiennent compte de la contribution du gousset. On peut résumer le calcul de ses propriétés comme suit :

$$A_{cc,rigide} = A_{cc} + 0.5t_g L_r \cos(\theta) \quad (8-4)$$

$$J_{cc,rigide} = 1000J_{cc} \quad (8-5)$$

$$I_{x,cc,rigide} = I_{x,cc} + \frac{L_r \cos(\theta) t_g^3}{12} \quad (8-6)$$

$$I_{y,cc,rigide} = I_{y,cc} + \frac{(0.5L_r \cos(\theta))^3 t_g}{12} + 0.5L_r \cos(\theta) t_g (0.25L_r \cos(\theta) + 0.5w_{cc})^2 \quad (8-7)$$

où A_{cc} , J_{cc} , $I_{x,cc}$ et $I_{y,cc}$ sont les propriétés brutes de la colonne du CCSM.

On a aussi considéré un lien rigide pour le segment de bielle soudé au poteau. On a attribué à ce lien rigide l'aire de la section des bielles plus une aire égale à la somme des aires $0.5 \times t_g \times L_r \times \cos(\theta)$ de part et d'autre de la bielle, une inertie pour la flexion dans le plan du CCSM égale à deux fois celle de la bielle et une inertie pour la flexion hors du plan du CCSM égale à 120% de l'inertie de la bielle. La constante de St-Venant (J) de ce segment rigide a été posée égale à celle de la bielle. En ce qui a trait à la longueur de lien rigide de la bielle, il s'étend jusqu'à l'emplacement d'une droite virtuelle verticale passant par l'extrémité du lien rigide de la diagonale (voir la figure 8-6a). Comme le montre la figure, on a ajouté un élément vertical de type treillis joignant l'extrémité du

lien rigide de la diagonale et l'extrémité du lien rigide de la bielle car ces deux nœuds sont liés verticalement par le gousset. L'aire de cet élément de treillis correspond à $0.5L_r \times \cos(\theta) \times t_g$. Les liens rigides de la diagonale et de la bielle forment avec l'élément treillis vertical un triangle rigide simulant le comportement du gousset. Les liens rigides du poteau, des diagonales et de la bielle sont assemblés à un même nœud par un assemblage infiniment rigide pour la flexion dans les deux plans.

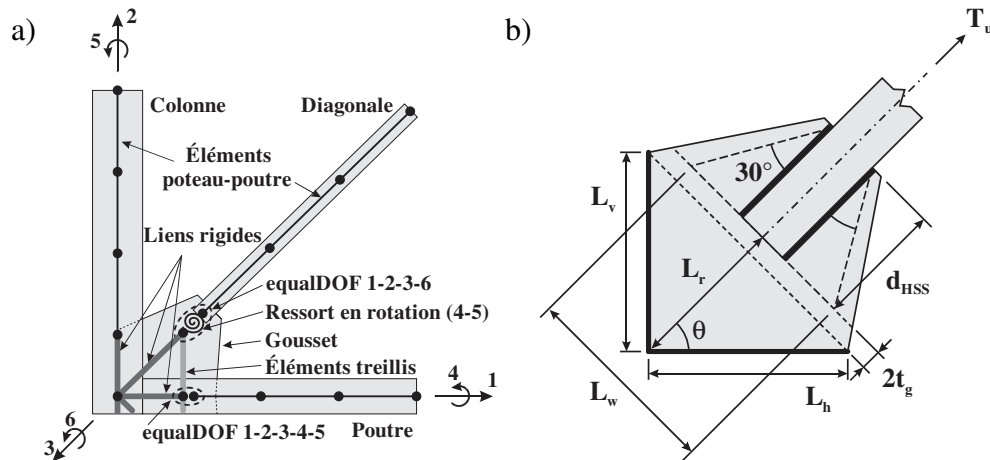


Figure 8-6: Détail des diagonales : a) modélisation de la connexion d'une diagonale ; b) détails d'un gousset.

La conception des goussets est basée sur l'effort de traction correspondant à la résistance probable des diagonales T_u . On assume que les goussets peuvent résister à l'effort de compression C_u . Un schéma typique d'un gousset est présenté à la figure 8-6b. Le gousset est soudé à la colonne et au segment de la bielle soudé à la colonne et on suppose un assemblage soudé au chantier entre les diagonales et les goussets. Pour ce faire, les diagonales sont fabriquées avec deux fentes longitudinales centrées sur les deux parois horizontales de la section HSS. Pour obtenir les dimensions de l'assemblage, une conception partielle a été réalisée en utilisant la référence Beaulieu, Picard, Tremblay, Grondin et Massicote (2010) et la norme CSA S16. La première étape dans le dimensionnement était de déterminer la longueur requise des quatre cordons de soudure d'angle au droit des diagonales. Dans ce projet, on a supposé que cette longueur correspondait à la profondeur de la section d'acier des diagonales d_{HSS} . À partir de l'extrémité des diagonales avec un angle de 30 degrés, on établit la largeur effective de *Whitmore*, L_w , où on vérifie l'état limite de plastification des goussets, a été calculée de :

$$L_w = d_{HSS} + 2d_{HSS} \tan(30^\circ) \quad (8-8)$$

L'épaisseur du gousset a été déterminée pour cet état limite :

$$t_g = \frac{T_u}{\phi L_w F_{yg}} \quad (8-9)$$

où la limite élastique du gousset F_{yg} est de 300 MPa.

Les propriétés du ressort inélastique entre les diagonales et les liens rigides ont été calculées en fonction de la géométrie du gousset selon l'information fournie par Tremblay (2011). Lorsqu'une diagonale comprimée flambe, le comportement souhaité est la formation d'une rotule plastique dans la zone libre du gousset dont la longueur correspond à deux fois l'épaisseur du gousset. Pour simuler la rigidité flexionnelle de cette zone, le matériau *Steel02* a été utilisé (Hsiao, Lehman, & Roeder, 2012). Le moment plastique du gousset M_{pg} hors du plan de flexion a été calculé selon :

$$M_{pg} = Z_g R_y F_{yg} \quad \text{où} \quad Z_g = \frac{L_w t_g^2}{4} \quad (8-10)$$

où Z_g est le module plastique sur la longueur de *Whitmore* et $R_y F_{yg}$ est la limite élastique probable du gousset de 385 MPa. La rigidité flexionnelle initiale K_θ est donnée par :

$$K_\theta = \frac{EI_{gy}}{2t_g} \quad \text{où} \quad I_{gy} = \frac{L_w t_g^3}{12} \quad (8-11)$$

Dans cette équation, E est le module élastique de l'acier et I_{gy} est l'inertie selon l'axe faible du gousset. La rigidité du matériau dans le régime inélastique correspond à 10% de la valeur initiale. Les paramètres R_0 , cR_1 et cR_2 sont respectivement 20, 0,925 et 0,15.

Un ressort élastique a aussi été utilisé entre les diagonales et les liens rigides pour représenter la rigidité élastique en torsion du gousset :

$$K_\gamma = \frac{J_g G}{2t_g} \quad \text{où} \quad J_g = \frac{L_w t_g^3}{3} \quad (8-12)$$

où J_g la constante de torsion de St-Venant du gousset et G est le module de cisaillement. L'axe local x des ressorts est disposé selon l'axe longitudinal des diagonales.

Les deux ressorts ont été modélisés par le biais d'un élément de type *zeroLength* liant les deux noeuds placés au centre de la zone de rotation plastique prévue dans le gousset (à mi-longueur de la longueur égale à deux fois l'épaisseur du gousset). On a assigné une rigidité très élevée aux autres degrés de liberté de ces éléments *zeroLength*. Les propriétés des éléments rigides des diagonales ont été calculées selon les équations :

$$A_{\text{rigide}} = A_{\text{HSS}} + L_w t_g \quad (8-13)$$

$$I_{y,\text{rigide}} = I_{\text{HSS}} + \frac{L_w t_g^3}{12} \quad (8-14)$$

$$I_{z,\text{rigide}} = I_{\text{HSS}} + \frac{t_g L_w^3}{12} \quad (8-15)$$

$$J_{\text{rigide}} = J_{\text{HSS}} \quad (8-16)$$

où A_{HSS} , I_{HSS} et J_{HSS} sont les propriétés brutes de la section d'acier des diagonales.

La formulation de ce modèle a fait l'étude d'une vérification à l'aide du logiciel *Abaqus* (Imanpour, 2015). Pour un CCSM de deux segments, les résultats obtenus à la suite des analyses *Abaqus* et *OpenSees* sont présentés à la figure 8-7. On observe une excellente corrélation des résultats entre les deux logiciels. Dans la figure 8-7a, les déplacements horizontaux sont identiques et les déformations inélastiques se concentrent dans le segment inférieur. L'effort axial dans les différentes diagonales (figure 8-7c) est légèrement inférieur avec le logiciel *OpenSees*, mais les efforts probables sont adéquats. À la figure 8-7d, le flambement de la colonne comprimée (droite) est atteint à 2% de déformation latéral au toit. À ce déplacement, le moment de flexion dans le plan du CCSM augmente rapidement et le moment plastique est atteint. On note une plus faible valeur avec le logiciel *Abaqus* et elle est probablement attribuable au voilement local qui est considéré dans ce logiciel.

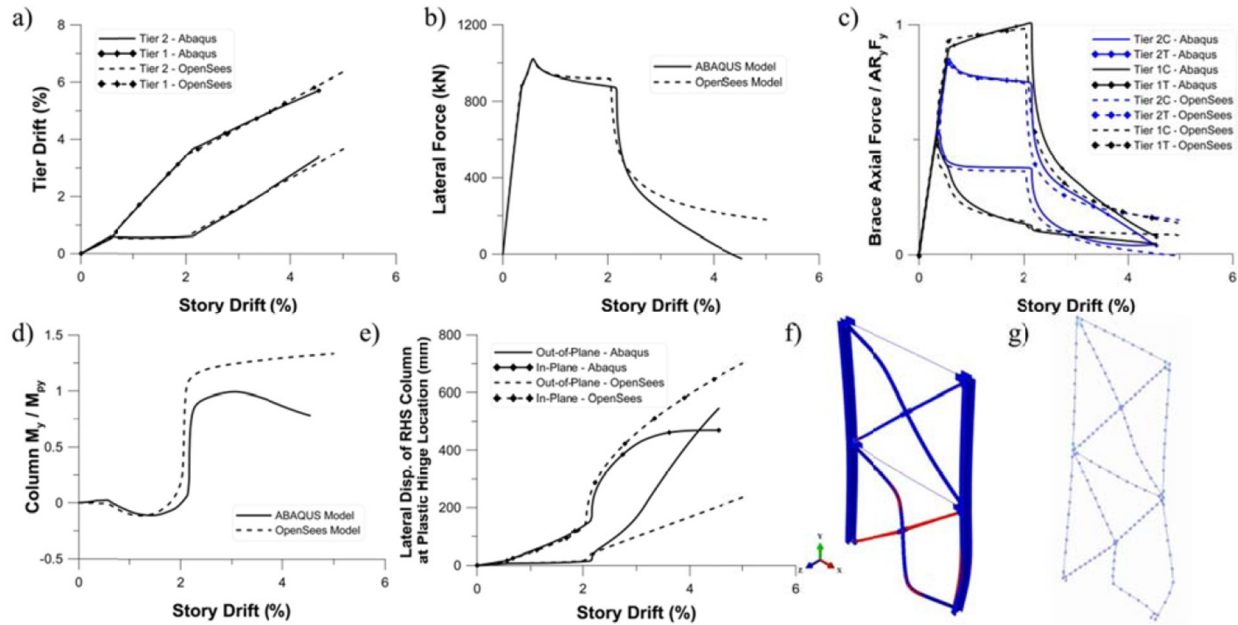


Figure 8-7: Réponse d'une analyse déplacement contrôlé non linéaire réalisée sur un CC2S : a) déplacement latéral des segments ; b) charge latérale ; c) effort axial dans les diagonales (positive à la fois en tension et en compression) ; d) moment de flexion dans la colonne comprimée (droite) ; e) déplacement latéral dans la colonne de droite à $0,4h_1$; f) déformée globale avec le logiciel *Abaqus* ; g) déformée globale avec le logiciel *OpenSees*. (Imanpour, Tremblay, Davaran, Stoakes, & Fahnestock, 2016)

8.3.2 Étude comparative de modèles d'assemblage poteau-bielle-diagonales

Pour en arriver au détail du modèle de l'assemblage de la figure 8-6a, différentes modélisations ont été élaborées et testées numériquement. En particulier, on a remarqué que le modèle utilisé pouvait influencer grandement les efforts de flexion se développant dans le poteau au niveau de la bielle dans les analyses temporelles non linéaires. Dans ce projet, ces moments de flexion sont un paramètre central puisqu'ils servent à vérifier la stabilité du poteau en plus de la répartition des efforts de flexion entre les deux types de colonnes. Il était donc important de s'assurer que le modèle retenu permette de bien prédire ces moments de flexion.

Afin de mettre sur pied cette étude comparative, on a sélectionné un CCSM de deux segments dans lequel on anticipait la plastification des diagonales en traction dans un des deux segments. On a

opté pour un CCSM de type MD à Montréal faisant partie du groupe de bâtiments 1 présenté à la section 8.1 (figure 8-8a). L'effort axial dans les diagonales provenant des combinaisons $C_u + T_u$ et $C'_u + T_u$ est montrée à la figure 8-8b et à la figure 8-8c. À noter que la force sismique déterminée avec $R_d R_o = 1,3$ ne contrôle pas pour cet ouvrage. Dans la méthode de conception, le poteau comprimé subit un effort de flexion de 17,1 kN·m ($0,11 M_{py}$) au déplacement anticipé $R_d R_o \Delta_e$ au toit de 48,4 mm ($0,54\% h$). Comme le montre la figure 8-8c, il était prévu que les déformations inélastiques se concentrent dans le segment supérieur. À la figure 8-8d, on présente l'effort axial obtenu dans les différentes diagonales sous le séisme ME1. Ce séisme est celui qui sollicite le plus fortement cette structure. La figure 8-8e montre l'effort tranchant devant être repris par les deux poteaux durant le séisme. La valeur maximum de cet effort correspond bien à celui prévu par la méthode de conception.

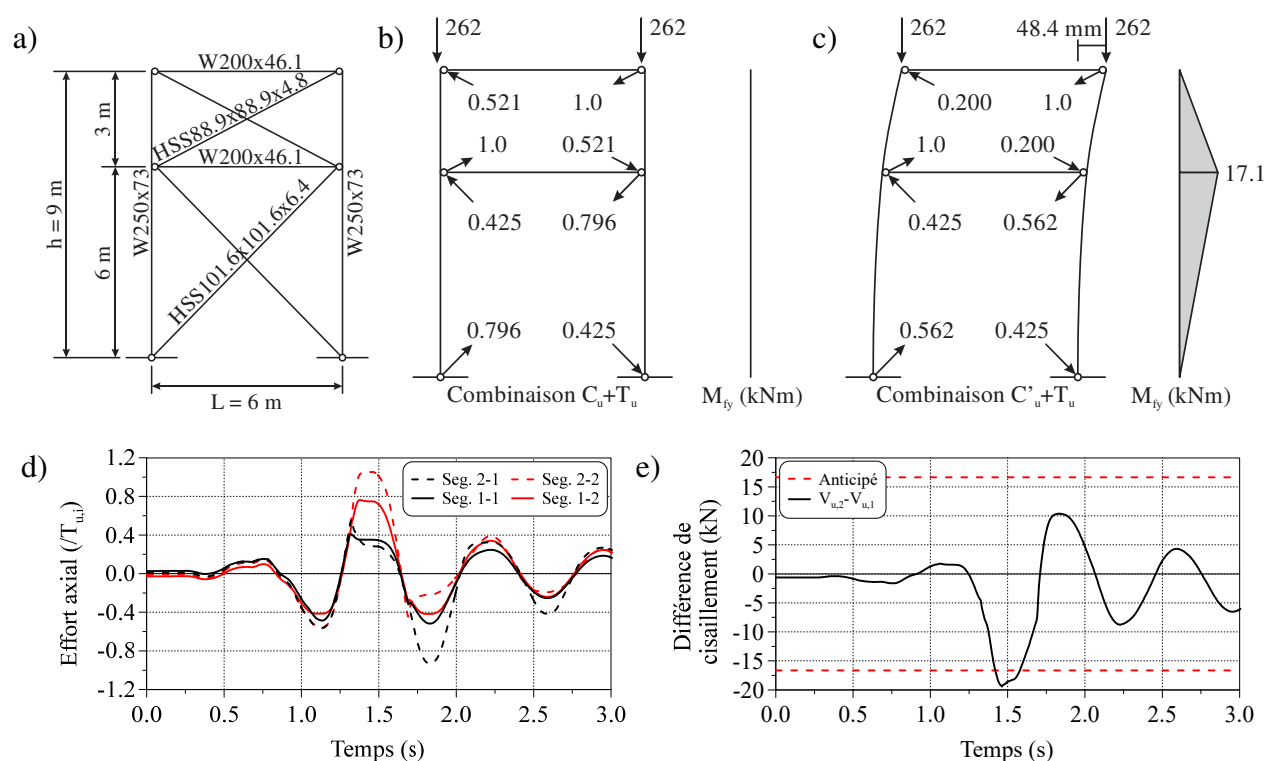


Figure 8-8: CC2S à l'étude : a) géométrie et sections d'acier ; b) efforts dans les diagonales sous la combinaison $C_u + T_u$; c) efforts dans les diagonales sous la combinaison $C'_u + T_u$; d) effort axial dans les diagonales provenant du mouvement de sol ME1 ; e) différence de cisaillement entre les deux segments sous le même séisme.

Pour l'assemblage sélectionné, on a mis en graphique les efforts de flexion dans le plan du CCSM dans la colonne de droite, au niveau de la connexion poteau-bielle-diagonales entre les segments 1 et 2. La figure 8-9a présente les moments au droit du gousset. À 1,5 s, soit au déplacement maximal enregistré au toit, on observe des moments près de 20 kN·m dans les colonnes. Le plus grand moment se produit à la base du segment supérieur du poteau. Au même moment, la diagonale dans le segment supérieur (rouge) est en compression tandis que celle dans le segment du bas (bleue) travaille en traction. Le moment fléchissant dans la diagonale comprimée est quasi nul à cause de la perte de rigidité flexionnelle à la suite du flambement. La diagonale en traction résiste à un moment de flexion non négligeable car cette membrure s'oppose à la rotation du gousset dans son ensemble. En ce qui concerne la bielle, aucun effort de flexion ne se développe à cause de la connexion articulée à cet endroit.

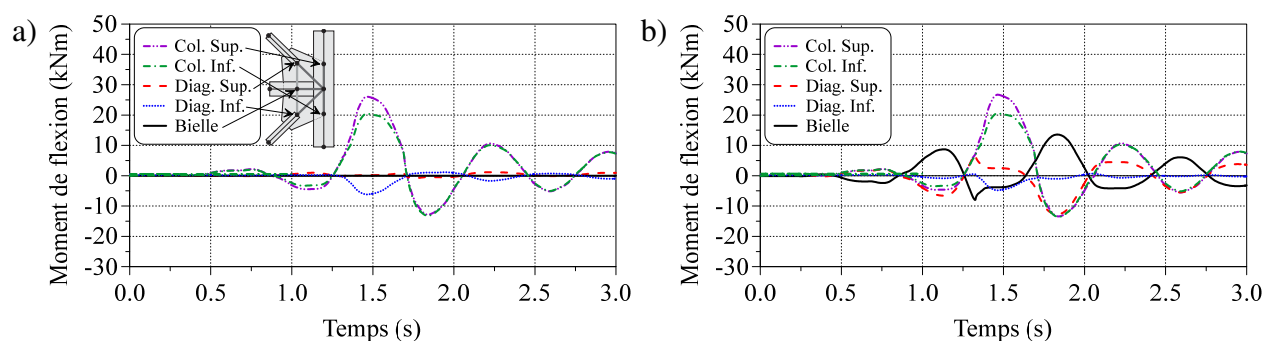


Figure 8-9: Effort de flexion dans le plan du CCSM sous le séisme ME1 dans le poteau de droite : a) à l'extrémité des liens rigides ; b) au nœud connectant la bielle, les diagonales et les liens rigides du poteau.

Pour étudier le comportement à l'intérieur du gousset, on s'est intéressé aux moments se développant au nœud connectant les deux segments de poteau, les diagonales et la bielle. Les résultats sont montrés à la figure 8-9b. On note que les efforts de flexion se développent dans toutes les membrures. Par rapport à la figure 8-9a, l'amplitude des moments dans le poteau demeure très semblable. Pour rappel, on avait obtenu, en conception, un moment fléchissant de 17,1 kN·m. Sous le séisme ME1, la valeur maximale au niveau de l'assemblage est de 26,7 kN·m ($0,17M_{py}$). Cette amplitude a été obtenue à un déplacement latéral au toit de 62,2 mm ($0,69\% h$). Ce résultat est raisonnable étant donné que le déplacement anticipé $R_d R_o \Delta_e$ au toit était de 48,4 mm ($0,54\% h$).

Les résultats présentés ci-haut provenaient du modèle de l'assemblage retenu. Dans le processus menant à ce choix, trois autres modélisations de la connexion poteau-bielle-diagonales avaient été étudiées. Le premier modèle (assemblage #1) est illustré à la figure 8-10a. À la différence de la figure 8-6a, un deuxième élément treillis est présent entre la diagonale et la fin de la zone rigide des poteaux. L'aire de cet élément a été posée égale à quatre fois celle de la diagonale. Au niveau de la bielle, on suppose une articulation pour la flexion entre le nœud du poteau et le nœud connectant les diagonales et la bielle. Cette dernière membrure (bielle) ne comporte pas de zone rigide.

Tout comme pour l'assemblage final, on présente à la figure 8-10b les efforts de flexion qui se développent au droit des zones rigides dans la connexion de la partie droite du CC2S sous le mouvement du sol ME1. Dans la figure 8-10, les moments sont très grands comparativement à ceux de la figure 8-9a. À l'intérieur de la colonne, le moment maximal passe de $27 \text{ kN}\cdot\text{m}$ à près de $45 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ($0,28M_{py}$). L'amplitude de ce moment est plus du double de la valeur présente dans l'autre segment de poteau, ce qui soulève des doutes sur le comportement de l'assemblage. De plus, l'effort de flexion dans la bielle est supérieur à celui dans le segment de poteau inférieur. À la suite de ces observations, ce modèle n'a pas été retenu.

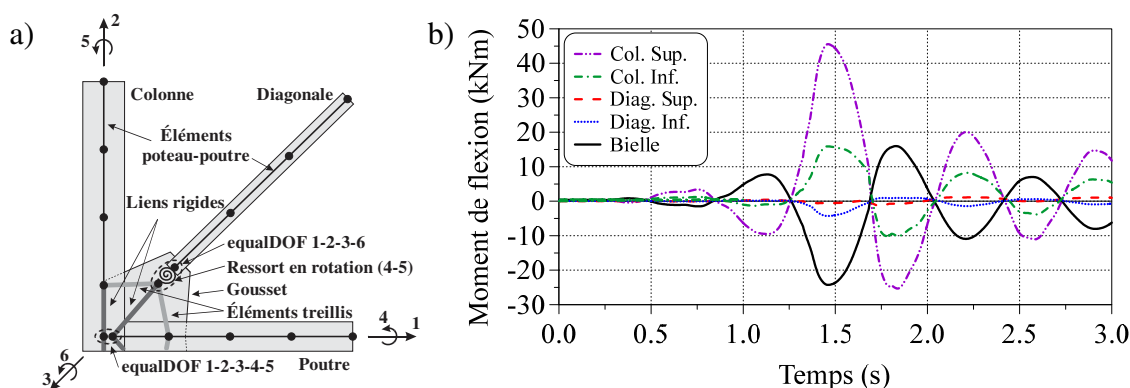


Figure 8-10: Modélisation de l'assemblage #1 : a) détails de l'assemblage ; b) effort de flexion dans le plan du CCSM sous le séisme ME1 à l'extrémité des liens rigides.

Dans le but d'améliorer la connexion de la figure 8-10a, on a multiplié le nombre d'éléments treillis entre les différentes zones rigides pour obtenir l'assemblage #2 montré à la figure 8-11a. Tel qu'illustré, on a modélisé trois de ces éléments du côté de la colonne et trois autres du côté du segment de bielle. L'aire de ces éléments variait selon la largeur tributaire à la demi-longueur du

gousset. La figure 8-11b présente les efforts de flexion pour le séisme ME1 aux mêmes endroits que dans les deux précédents assemblages (voir la figure 8-9b et la figure 8-10b). On constate que la multiplication des éléments treillis favorise une diminution des efforts de flexion induits dans les différentes membrures. Le moment maximum diminue environ de 10 kN·m ($-0,06M_{py}$) comparativement à la figure 8-10b. Toutefois, la réduction semble plus significative pour le segment de poteau inférieur. Pour rappel, les déformations inélastiques se développent uniquement dans les diagonales du segment supérieur pour ce CCSM, ce qui peut expliquer cette observation. La différence de moment entre les deux segments de poteau est toujours trop élevée tout comme l'effort de flexion dans la bielle. Par conséquent, cette modélisation de l'assemblage poteau-bielle-diagonales n'a pas été conservée.

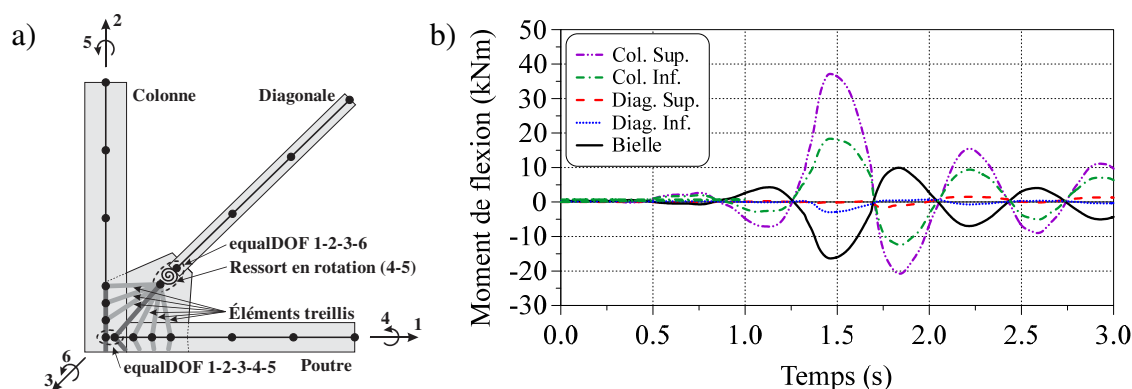


Figure 8-11: Modélisation de l'assemblage #2 : a) détails de l'assemblage ; b) effort de flexion dans le plan du CCSM sous le séisme ME1 à l'extrémité des liens rigides.

À la suite des deux essais précédents, on a repensé la modélisation de la connexion. Comme on anticipait de faibles moments dans la bielle, on a ajouté une connexion articulée à la fin du lien rigide de la bielle. En observant la figure 8-4, la bielle est coupée à la fin du gousset pour faciliter l'installation des éléments en chantier. Tout comme on l'expliquait au début de cette section, on assume que la connexion boulonnée entre les deux segments de la bielle ne transfère pas de moments fléchissants. De cette façon, il n'y a aucun effort de flexion dans le lien rigide de la bielle. Les moments dans les poteaux devraient être plus faibles avec cette modélisation. De plus, on a uniquement conservé un élément treillis entre la diagonale et la bielle et deux entre la diagonale et le segment de poteau. L'aire de ces éléments a été déterminée de la même façon que dans le modèle précédent.

Dans un CCSM typique, le gousset est relié au poteau au niveau de l'âme comme illustré à la figure 8-4. Sous une sollicitation cyclique, une telle connexion ne tire pas avantage de la rigidité latérale des semelles de la colonne. Dans les précédentes modélisations, les éléments treillis étaient reliés au nœud de la colonne et donc toute la rigidité de la section était disponible. Pour simuler la flexibilité de l'âme dans le modèle, on a modifié l'aire des éléments treillis. Comme le montre la figure 8-4, on a un système de deux ressorts en série. Le premier représente la rigidité axiale de l'élément treillis et le second, la rigidité flexionnelle de l'âme du poteau, entre les semelles du poteau.

La rigidité axiale de l'élément treillis dépend uniquement de l'aire et de la longueur de l'élément. On a calculé la rigidité flexionnelle de l'âme, $k_{\text{âme}}$, par analogie avec celle d'une poutre simplement supportée :

$$k_{\text{âme}} = \frac{48EI}{L^3} = \frac{48E(L_{t1}w^3/12)}{(d-2t)^3} \quad (8-17)$$

où L_{t1} est la longueur efficace de l'âme, w est l'épaisseur de l'âme du poteau, d est la profondeur de la section du poteau et t est l'épaisseur des semelles du poteau. L'équation (8-17) est présentée pour l'élément treillis attaché au milieu de la zone rigide du poteau. Pour l'élément situé au-dessus, on a calculé la rigidité à l'aide de L_{t2} . On a ensuite calculé la rigidité équivalente du système selon :

$$k_{\text{équiv.}} = \left(\frac{1}{k_{\text{treillis}}} + \frac{1}{k_{\text{âme}}} \right)^{-1} \quad (8-18)$$

En connaissant la rigidité équivalente, il est facile d'isoler l'aire équivalente de l'élément treillis :

$$A_{\text{équiv.}} = \frac{k_{\text{équiv.}} L_{\text{treillis}}}{E} \quad (8-19)$$

Les efforts de flexion au droit des zones rigides pour cette modélisation sont présentés à la figure 8-12b. On observe une grande différence avec les modélisations précédentes. D'une part, les moments dans les deux segments de poteaux sont identiques et nettement inférieurs aux précédents résultats. D'autre part, l'effort de flexion dans la bielle est nul et quasi nul dans les diagonales. Le moment maximal dans le poteau est très près de la valeur anticipée de 17,1 kN·m.

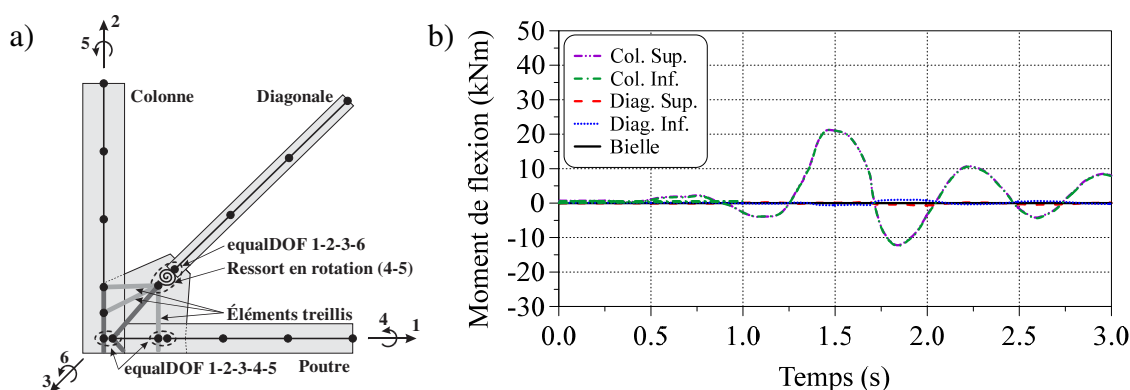


Figure 8-12: Modélisation de l'assemblage #3 : a) détails de l'assemblage ; b) effort de flexion dans le plan du CCSM sous le séisme ME1 à l'extrémité des liens rigides.

Pour le cas à l'étude, on s'est rendu compte que la rigidité flexionnelle de l'âme du poteau est très faible comparativement à la rigidité axiale de l'élément treillis. Sans faire la démonstration des calculs ici, ces deux rigidités étaient respectivement de 3,49 kN/mm et 445 kN/mm. L'aire équivalente de l'élément treillis prenant en compte la flexibilité de l'âme était de 3,35 mm² alors qu'elle était initialement de 430 mm². En réalité, l'âme du poteau est un peu plus rigide car elle se comporte davantage comme une poutre doublement encastrée. Pour tenir compte de cette condition, on aurait pu utiliser un coefficient de 192 au lieu de 48 dans l'équation (8-17). Aussi, le gousset aurait été relié à l'âme au moyen d'une connexion boulonnée offrant une certaine flexibilité. Pour des raisons de simplicité, on n'a pas retenu ce modèle, mais on s'est basé sur celui-ci pour développer le modèle qui a été adopté et qui a été présenté à la section 8.3.1.

Ajoutons toutefois que l'on peut questionner le modèle qui a été retenu, car il ne prend pas en compte le fait que le gousset soit fixé à l'âme flexible de la colonne : les éléments rigides de la diagonale et de la bielle sont rigidement connectés aux liens rigides de la colonne. Pour le cas étudié plus haut, la rigidité équivalente du système gousset-âme était contrôlée par la faible rigidité flexionnelle de l'âme du poteau et, par le fait même, négligeable. L'élément treillis a donc été retiré de l'assemblage final.

8.3.3 Modélisation de l'amortissement

Une analyse temporelle non linéaire consiste à appliquer un historique d'accélération à une structure quelconque. Ces analyses tiennent compte des propriétés d'amortissement et de la rigidité

qui varient dans le temps. Dans le modèle, on a opté pour un amortissement de type *Rayleigh* illustré à la figure 8-13 et la relation entre le taux d'amortissement et la fréquence est donnée par :

$$\xi_i = \frac{a_0}{2\omega_i} + \frac{a_1\omega_i}{2} \quad (8-20)$$

où a_0 et a_1 sont les paramètres à définir. Dans ce projet, les structures étudiées sont essentiellement des systèmes à un seul degré de liberté dynamique (déplacement latéral au niveau du toit) et on a alors opté pour un amortissement proportionnel à la masse seulement. On a fixé le taux d'amortissement ξ de toutes les structures à 2%. On simplifie alors l'équation (8-20) en posant $a_1 = 0$, ce qui permet d'obtenir le paramètre a_0 à partir de la fréquence ω correspondant à la période de la structure :

$$\xi_i = \frac{a_0}{2\omega_i} \Rightarrow a_0 = 2\xi_i\omega_i \quad (8-21)$$

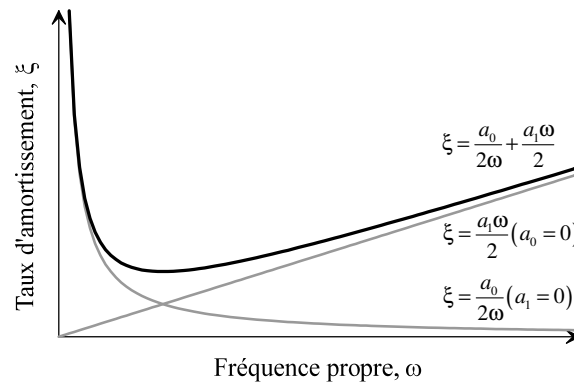


Figure 8-13: Amortissement de type *Rayleigh*

8.4 Détermination des efforts et des déplacements maximums

Pour toutes les analyses, on a retenu les valeurs médianes et le 84^e centile des efforts et les déplacements maximums enregistrés pour chaque groupe de séismes. Il convient toutefois de préciser l'endroit où ont été prises ces valeurs maximums dans la structure. Cette section se base sur le modèle *OpenSees* d'un CC2S illustré à la figure 8-14.

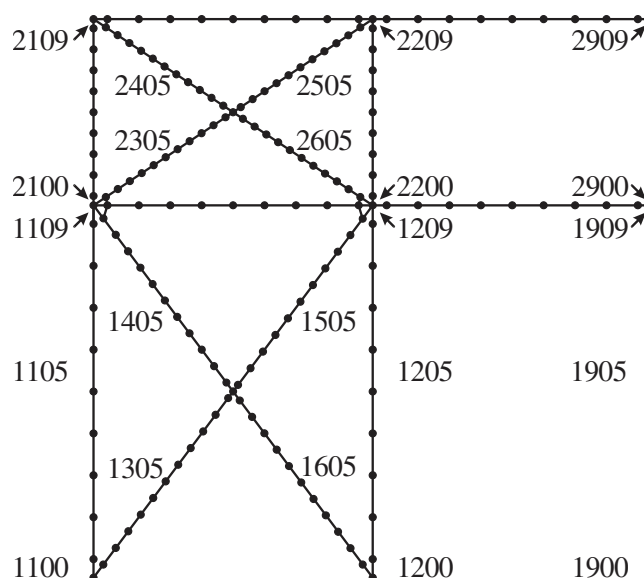


Figure 8-14: Détermination des maximums pour une analyse temporelle non linéaire incluant les colonnes gravitaires.

8.4.1 Nombre de segments avec diagonales plastifiées en traction

On cherche ici à déterminer le nombre de segments où les diagonales ont atteint la plastification en tension. Pour ce faire, on recherche l'effort de traction maximale dans l'élément central pour chaque demi-diagonale d'un segment choisi (éléments 1305, 1405, 1505 et 1605 dans le segment inférieur) et l'on divise cet effort par l'effort probable AF_y . La réduction de 5% dans le segment critique a été considérée.

8.4.2 Déplacements latéraux

Pour chaque séisme, le déplacement absolu maximum latéral enregistré au niveau du toit durant chaque mouvement du sol a été conservé. Puisque les bielles subissent des déformations axiales, les déplacements horizontaux des deux colonnes du CCSM à un niveau donné ne sont pas identiques. De ce fait, la moyenne des déplacements des deux colonnes du CCSM a été calculée et retenue. Le déplacement latéral absolu au niveau des segments intermédiaires est calculé selon la même méthode, mais au niveau des bielles au-dessus des segments.

8.4.3 Moments de flexion (axe faible)

On détermine les moments de flexion dans les colonnes du CCSM au niveau des bielles. À la figure 8-14, on note quatre endroits potentiels où mesurer le moment maximum entre les segments 1 et 2. À la prochaine section, on a uniquement présenté l'effort de flexion maximum dans le plan du CCSM au sommet du premier segment enregistré entre les deux nœuds superposés des éléments 1109 et 1209 et des éléments 2100 et 2200. Pour l'effort de flexion au sommet des autres segments, il faut se référer à ANNEXE F.

Dans la conception, le moment calculé au déplacement anticipé $R_d R_o \Delta_e$ est différent dans les deux colonnes du CCSM à cause des déformations axiales des bielles. De plus, un poteau comprimé a une rigidité en flexion plus faible que le même poteau tendu et, par conséquent, on s'est uniquement intéressé au moment dans la colonne comprimée.

Pour la colonne gravitaire, le moment de flexion dans le nœud reliant les éléments 1909 et 2900 est identique, car il n'y a pas de gousset. On a donc retenu le moment provenant de l'élément 1909. Aussi, lors du calcul de la répartition des moments de flexion entre les colonnes du CCSM et les colonnes gravitaires, la moyenne du nœud de jonction entre les éléments 1109, 2100 et 1209, 2200 a été utilisé avec le moment dans l'élément 1909 au niveau de la bielle. On a déterminé la répartition des efforts de flexion entre les deux segments du bas.

On s'intéresse également à la stabilité des deux types de colonnes. Comme on l'explique plus loin, on ne considère pas le moment hors plan dans le calcul de la stabilité parce que cet effort n'a pas été considéré lors de la conception. La stabilité a été étudiée uniquement pour les segments de poteau du premier segment, car l'effort axial de compression y est maximal. Par exemple, pour le poteau de la partie droite dans le CCSM, on a retenu la valeur de l'équation d'interaction la plus élevée entre celles calculées au nœud inférieur de l'élément 1109 et au nœud inférieur de l'élément 1105.

8.5 Analyse des résultats

L'analyse des résultats est divisée en trois parties distinctes. On discute premièrement de la convergence du modèle numérique du logiciel *OpenSees* et de la stabilité des poteaux suivis des résultats provenant des analyses temporelles non linéaires des bâtiments localisés à Montréal et à Vancouver, respectivement. Les principaux résultats sont présentés et expliqués tandis que les

tableaux statistiques des déplacements latéraux de chaque segment ainsi que des efforts de flexion aux différents niveaux sont présentés à l'ANNEXE F.

Afin d'examiner l'applicabilité de la méthode de conception proposée dans ce mémoire, le tableau 8-12 et le tableau 8-13 présentent les moyennes des différents paramètres étudiées dans les prochaines sections pour les ensembles des bâtiments de Montréal et de Vancouver. Les résultats présentés sont un peu grossiers car les moyennes sont calculées sur des bâtiments dont les comportements sismiques sont différents et difficilement comparables, mais reflètent tout de même le portrait global de l'efficacité de la méthode de conception.

De plus, on observe que tous les paramètres prédits par la méthode de conception surestiment la sollicitation médiane des ensembles des CCSM à l'exception des moments dans les colonnes du CCSM à Montréal, du déplacement maximal au toit et de la répartition des moments dans les colonnes du CCSM à Vancouver. De plus, à quelques reprises, la prédiction moyenne excède la valeur moyenne du 84^e centile.

L'effort axial moyen dans la lisse liant les poteaux gravitaires au CCSM à Vancouver est le seul paramètre qui est largement surestimé par la méthode de conception. On peut donc en déduire que la méthode de conception anticipe une plus grande mobilisation des colonnes gravitaires dans une zone à forte sismicité telle que Vancouver. On peut expliquer cet écart par le fait que dans le modèle d'analyse de la conception, on enlève les diagonales qui ont flambé ou ont atteint la plastification en traction alors que dans le modèle *OpenSees*, ces diagonales demeurent en place et offrent toujours un peu de rigidité qui contribue à contrôler les déplacements relatifs des segments, donc à diminuer les moments dans les colonnes. La mobilisation des colonnes gravitaires est, par conséquent, plus faible tout comme l'effort axial dans les lisses horizontales liant les deux types de colonnes. La section 8.7 s'attarde plus en détail à l'impact des colonnes gravitaires sur le comportement sismique des CCSM.

Les résultats du tableau 8-12 et du tableau 8-13 démontrent que la méthode de conception adoptée dans ce mémoire permet généralement de bien prédire le comportement sismique des bâtiments ainsi que les efforts de flexion et les déplacements. En surestimant la majorité des paramètres de réponse médians, on peut déduire que la méthode de conception est conservatrice sans l'être trop.

Tableau 8-12: Résumé des résultats moyens pour les CCSM localisés à Montréal.

	Anticipé	Médiane	84^e centile
Déplacement maximal au toit (mm)	73,2	69,1	86,9
Déplacement relatif dans le segment critique (%)	0,64	0,55	0,72
Moment dans les colonnes du CCSM ($\%M_{fy}/M_{py}$)	5,59	5,81	7,79
Interaction ($C'_u + T_u$)	0,87*	0,80	0,88
Moment dans les colonnes gravitaires ($\%M_{fy}/M_{py}$)	4,12	2,55	3,63
Interaction ($C'_u + T_u$)	0,31	0,24	0,25
Effort axial dans la lisse liant les poteaux gravitaires (kN)	18,8	6,8	9,7
Répartition des moments dans les colonnes du CCSM (%)	43,3	48,8	(-)

* Correspond à la condition de chargement $C'_u + T_u$.

Tableau 8-13: Résumé des résultats moyens pour les CCSM localisés à Vancouver.

	Anticipé	Médiane	84^e centile
Déplacement maximal au toit (mm)	129,0	131,7	162,4
Déplacement relatif dans le segment critique (%)	1,49	1,06	1,37
Moment dans les colonnes du CCSM ($\%M_{fy}/M_{py}$)	22,7	13,3	19,0
Interaction ($C'_u + T_u$)	0,96*	0,82	0,86
Moment dans les colonnes gravitaires ($\%M_{fy}/M_{py}$)	13,9	8,05	10,2
Interaction ($C'_u + T_u$)	0,30	0,24	0,26
Effort axial dans la lisse liant les poteaux gravitaires (kN)	118,7	29,0	41,9
Répartition des moments dans les colonnes du CCSM (%)	60,4	63,9	(-)

* Correspond à la condition de chargement $C'_u + T_u$.

8.5.1 Convergence des analyses et stabilité des poteaux

Durant les analyses, on a fait face à des problèmes de convergence à plusieurs reprises. En effet, le flambement de la diagonale comprimée posait parfois des difficultés (flambement ne s'amorçait pas). La complexité de la connexion poteau-bielle-diagonales et du ressort non linéaire simulant le gousset sont probablement à l'origine de ces problèmes de convergence d'un modèle. Dans les analyses, on a utilisé un algorithme qui diminuait automatiquement le pas de temps de l'analyse lorsque la convergence n'était pas atteinte. On jugeait que l'analyse avait échoué lorsqu'une réduction par 100 du pas de temps n'était pas suffisante. L'algorithme augmentait alors les défauts de rectitude de toutes les diagonales. Initialement estimée à $0,002L$ ($L/500$), l'amplitude des défauts était augmentée d'un incrément de $0,0005L$ ($L/2000$) à chaque échec. Dans le tableau 8-14, on présente tous les séismes pour lesquels les défauts de rectitude ont dû être augmentés. On note

qu'un défaut maximum de $L/286$ a été nécessaire pour plusieurs séismes. L'amplitude des imperfections n'influence que très peu l'effort de traction dans les diagonales et on peut penser que les modifications apportées aux défauts de rectitude dans ces analyses n'ont pas affecté la séquence de plastification des diagonales ainsi que le comportement global des structures. Les séismes sous lesquels les imperfections ont été augmentées dans les diagonales des structures de Montréal sont présentés dans le tableau 8-14, dans le tableau 8-15 pour les structures CC3S et CC4S de Vancouver et dans le tableau 8-16 pour les structures CC4S de Vancouver.

Tableau 8-14: Séismes sous lesquels les imperfections ont été augmentées dans les diagonales des structures CC2S, CC3S et CC5S de Montréal.

Structure et ductilité	Colonnes gravitaires présentes	Séisme #	Imperfection
CC2S – LD	Non	1-2	$L/400$
CC3S – LD	Non	1-3	$L/400$
CC3S – LD	Non	2	$L/286$
CC3S – LD	Oui	1-2-7-9	$L/400$
CC3S – MD	Non	3-4-7-11	$L/400$
CC3S – MD	Non	6-8	$L/333$
CC3S – MD	Oui	2-4-11	$L/400$
CC3S – MD	Oui	6	$L/333$
CC5S – LD	Non	6-9	$L/400$
CC5S – LD	Oui	6	$L/400$

Tableau 8-15: Séismes sous lesquels les imperfections ont été augmentées dans les diagonales des structures CC3S et CC4S de Vancouver.

Structure et ductilité	Colonnes gravitaires présentes	Séisme #	Imperfection
CC3S – LD	Non	7-16-25-26	<i>L/400</i>
CC3S – LD	Non	15	<i>L/333</i>
CC3S – LD	Non	21	<i>L/286</i>
CC3S – LD	Oui	2-7-8-25	<i>L/400</i>
CC3S – LD	Oui	9-15	<i>L/333</i>
CC3S – LD	Oui	21	<i>L/286</i>
CC3S – MD	Non	1-5-15-17-18-22-25-26	<i>L/400</i>
CC3S – MD	Non	3-7-12-13-33	<i>L/333</i>
CC3S – MD	Non	21	<i>L/286</i>
CC3S – MD	Oui	3-5-6-7-8-17-20-23-26-31-32	<i>L/400</i>
CC3S – MD	Oui	15-18	<i>L/333</i>
CC3S – MD	Oui	25	<i>L/286</i>
CC3S – MD	Oui	13	<i>L/250</i>
CC5S – LD	Non	2-4-7-11-18-19-20-21-22-23-24-26-29-30-32	<i>L/400</i>
CC5S – LD	Non	5-17-25-31	<i>L/333</i>
CC5S – LD	Non	9-10-14-27-33	<i>L/286</i>
CC5S – LD	Oui*	1-2-5-17-19-20-22-24-25-26-28-29-32	<i>L/400</i>
CC5S – LD	Oui*	6-9-11-14-21-27-30-31-33	<i>L/333</i>
CC5S – LD	Oui*	7-10-23	<i>L/286</i>
CC5S – LD	Oui	1-16-17-20-21-26-27-29-30-33	<i>L/400</i>
CC5S – LD	Oui	7-11-14-18-19-28	<i>L/333</i>
CC5S – LD	Oui	9-10-15	<i>L/286</i>
CC5S – MD	Non	2-4-7-17-19-24-25-28-30	<i>L/400</i>
CC5S – MD	Non	10-13	<i>L/333</i>
CC5S – MD	Oui	5-9-10-14-15-17-23-24-33	<i>L/400</i>
CC5S – MD	Oui	11-19	<i>L/333</i>

* Modèle avec la section d'acier des colonnes du CCSM de la conception sans partage (SP).

Tableau 8-16: Séismes sous lesquels les imperfections ont été augmentées dans les diagonales des structures CC4S de Vancouver.

Ductilité et catégorie de sol	Colonnes gravitaires présentes	Séisme #	Imperfection
LD – Sol C	Non	9-20-30	L/400
LD – Sol C	Oui	3-6-15-21-32	L/400
LD – Sol C	Oui	22-26	L/333
MD – Sol C	Non	16-21	L/400
MD – Sol C	Non	7	L/333
LD – Sol E	Non	4-5-13-14-15-17-18-19-21-25-29-33	L/400
LD – Sol E	Non	12-27-30	L/333
LD – Sol E	Non	31	L/286
LD – Sol E	Non	9	L/222
LD – Sol E	Oui	3-5-7-13-17-21-22-25-29	L/400
LD – Sol E	Oui	6-9-14-15-18-19-20-27-31	L/333
LD – Sol E	Oui	33	L/286
MD – Sol E	Non	2-7-9-13-20-23-25-33	L/400
MD – Sol E	Non	4-19-24-31	L/333
MD – Sol E	Oui*	2-7-9-13-15-16-20-24-26-29-30	L/400
MD – Sol E	Oui*	5-18-19-21-23	L/333
MD – Sol E	Oui*	31	L/286
MD – Sol E	Oui	2-5-10-18-20-22-26-28	L/400
MD – Sol E	Oui	7-13-14	L/333
MD – Sol E	Oui	32	L/286

* Modèle avec la section d'acier des colonnes du CCSM de la conception sans partage (SP).

Afin de s'assurer que les problèmes de convergence n'étaient pas dus au flambement d'un segment de poteau, on a vérifié s'il y avait eu des sollicitations extrêmes dans les poteaux lors des analyses en vérifiant le résultat de l'équation d'interaction de la norme CSA S16 pour les colonnes du CCSM. Les valeurs obtenues étaient généralement inférieures à 1,0. Elles ont parfois dépassé l'unité mais pas dans une marge suffisante pour indiquer qu'un flambement serait survenu qui n'aurait pas été reproduit par le logiciel *OpenSees*. Les ratios maximums obtenus étaient respectivement de 1,04 à Montréal et de 1,22 à Vancouver.

Dans le but d'examiner la stabilité des poteaux sous séismes, on a sélectionné la structure qui a atteint de grandes déformations inélastiques soit une structure CC3S sur un sol de catégorie E localisé à Vancouver (figure 8-15a). Le séisme le plus exigeant pour cette structure a été VE26. Selon le tableau 8-15, une augmentation des imperfections des diagonales à $L/400$ a été nécessaire afin d'assurer la convergence de l'analyse. On a réalisé une analyse temporelle non linéaire isolée de cette structure en utilisant des critères de convergence moins strictes. On a donc été en mesure d'effectuer l'analyse avec des défauts de rectitude d'amplitudes $L/500$ pour toutes les diagonales. Les efforts axiaux et les moments de flexion anticipés de la méthode de conception sont illustrés pour les deux combinaisons d'efforts de la norme CSA S16 : la combinaison $C_u + T_u$ (figure 8-15b) et la combinaison $C'_u + T_u$ (figure 8-15c). Les efforts obtenus du séisme le plus exigeant au déplacement maximal au toit sont présentés à la figure 8-15d.

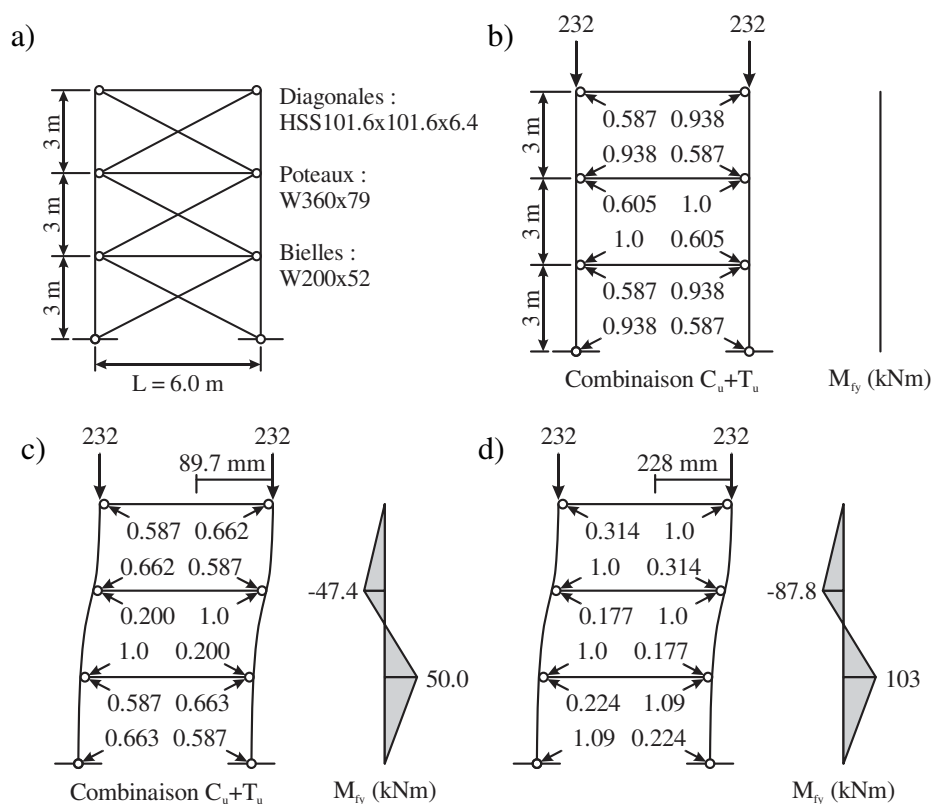


Figure 8-15: Structure CC3S de type MD à Vancouver à l'étude : a) géométrie et sections d'acier ; b) effort axial normalisé ($/T_u$) dans les diagonales et le moment fléchissant dans les poteaux sous la première combinaison d'efforts ($C_u + T_u$) ; c) effort axial normalisé ($/T_u$) dans les diagonales et le moment fléchissant dans les poteaux sous la seconde combinaison d'efforts ($C'_u + T_u$) ; d) effort

axial normalisé ($/T_u$) dans les diagonales et le moment fléchissant dans les poteaux sous le séisme VE26.

Pour le CC3S, le déplacement latéral maximum au toit excède par près de deux fois celui du 84^e centile (figure 8-24), ce qui suggère des déformations inélastiques importantes et des moments significatifs dans les poteaux. L'effet combiné de l'effort axial et du moment fléchissant a donné une interaction ($C_t/C_r + M_{fy}/M_{py}$) qui a atteint une valeur de 1,22 pour laquelle la portion du moment de flexion était de 0,48. La déformée maximale du CCSM est illustrée à la figure 8-16. On constate que les déformations inélastiques se sont formées dans les trois segments en débutant par le segment central. Le séisme a favorisé le développement de la plastification des diagonales en traction simultanément dans les trois segments. La méthode de conception prédisait toutefois la plastification en traction dans un seul segment. Le déplacement relatif maximal dans le segment central a atteint 3,8%, ce qui est considérable.

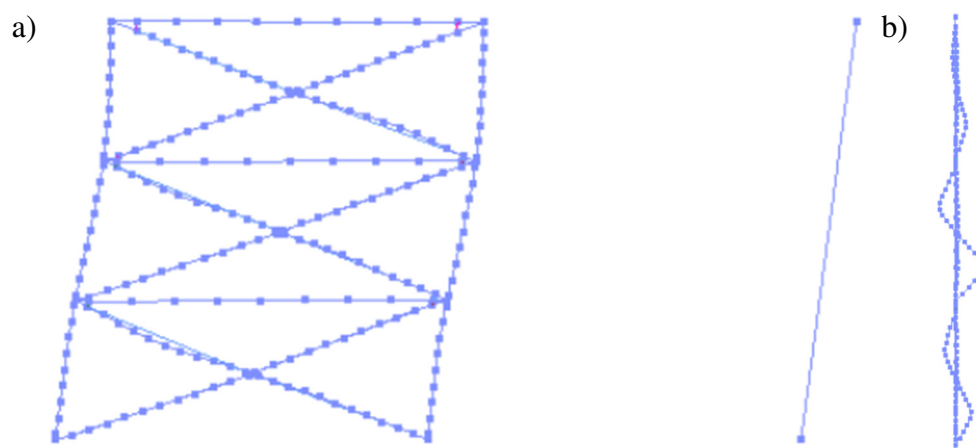


Figure 8-16: Déformée du CC3S de type MD au déplacement horizontal maximal au niveau du toit : a) élévation ; b) hors du plan du CCSM.

Les efforts dans le segment de poteau le plus sollicité du premier segment sont montrés en fonction du temps dans la figure 8-17. Selon la figure 8-17a, l'effort axial maximal de compression est de $0,75C_n$ et a été atteint à plusieurs reprises durant le séisme. L'effort oscille autour de $0,09C_n$ qui correspond aux charges de gravité appliquées initialement à la structure. L'effort de flexion est présenté à la figure 8-17b et un maximum de $0,80M_{py}$ a été obtenu en combinaison avec un effort

de traction de $0,14T_n$. La figure 8-17c présente l'interaction T/T_n ou $C/C_n + M_y/M_{py}$ au premier segment. L'équation excède l'unité à six reprises mais atteint une valeur maximale de 1,22. À partir de cet instant, soit à environ 125 s, on observe une flexion permanente suite à la plastification en flexion du poteau. L'effet combiné de l'effort axial et du moment fléchissant avoisinait 0,30 après 150 s.

Les déplacements axial et latéral sont d'autres paramètres qui peuvent indiquer si un flambement d'un des segments de poteau est survenu. La figure 8-17d et la figure 8-17e présentent l'historique des déplacements vertical et horizontal au sommet du premier segment. Le plus grand déplacement vertical du poteau était de 4,1 mm ($0,79\delta_y$) et survient immédiatement après la sollicitation maximale. On peut ajouter que le déplacement horizontal était maximal au même moment et correspondait à 73 mm ($2,4\% h_1$). Les ratios entre les déplacements vertical et horizontal au sommet du poteau et à la mi-hauteur étaient respectivement 2,3 et 2,5. Sous un comportement normal d'un poteau, les déplacements vertical et horizontal à son sommet correspondent à deux fois les déplacements présents à la mi-hauteur. Ces résultats font état d'un comportement normal du segment de poteau. L'historique du déplacement horizontal montre aussi qu'un déplacement latéral résiduel était présent au sommet de la colonne à partir de 125 s. Le déplacement latéral résiduel explique la présence d'un moment résiduel au sommet de la colonne.

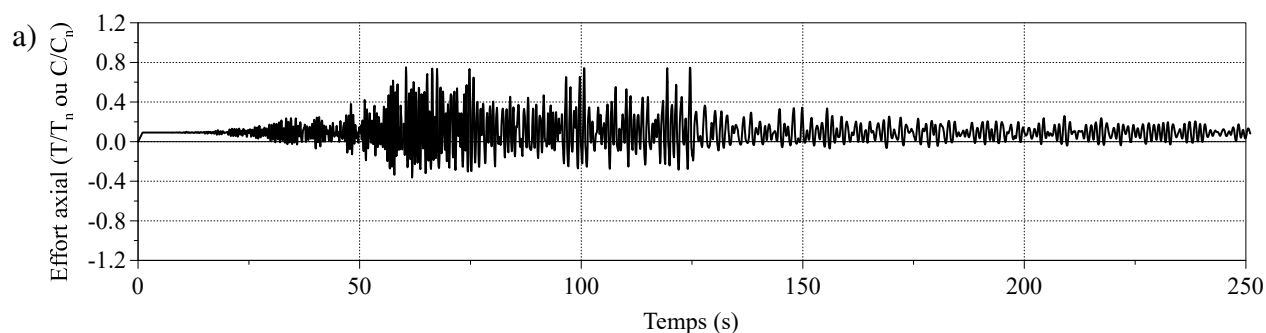


Figure 8-17: Résultats sous le séisme VE26 du segment de poteau le plus sollicité du CCSM dans le premier segment : a) effort axial normalisé ; b) moment dans le plan du CCSM normalisé ; c) interaction C-M ; d) déplacement vertical au sommet ; e) déplacement horizontal au sommet ; f) contrainte normalisée aux deux fibres extrêmes d'une semelle à la mi-hauteur ; h) hystérésis de l'effort axial et du déplacement vertical.

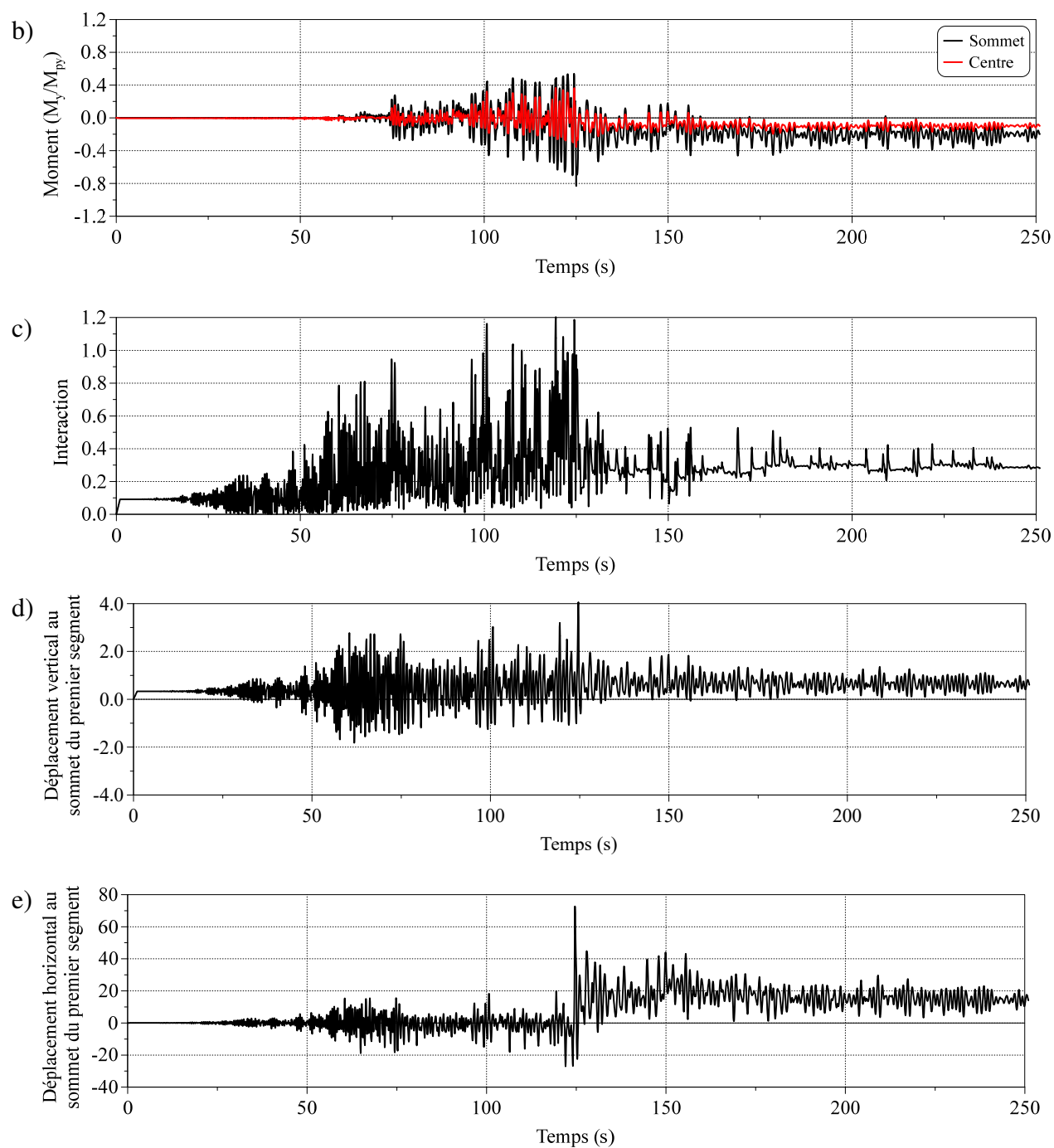


Figure 8-17: Résultats sous le séisme VE26 du segment de poteau le plus sollicité du CCSM dans le premier segment : a) effort axial normalisé ; b) moment dans le plan du CCSM normalisé ; c) interaction C-M ; d) déplacement vertical au sommet ; e) déplacement horizontal au sommet ; f) contrainte normalisée aux deux fibres extrêmes d'une semelle à la mi-hauteur ; h) hystérésis de l'effort axial et du déplacement vertical. (suite)

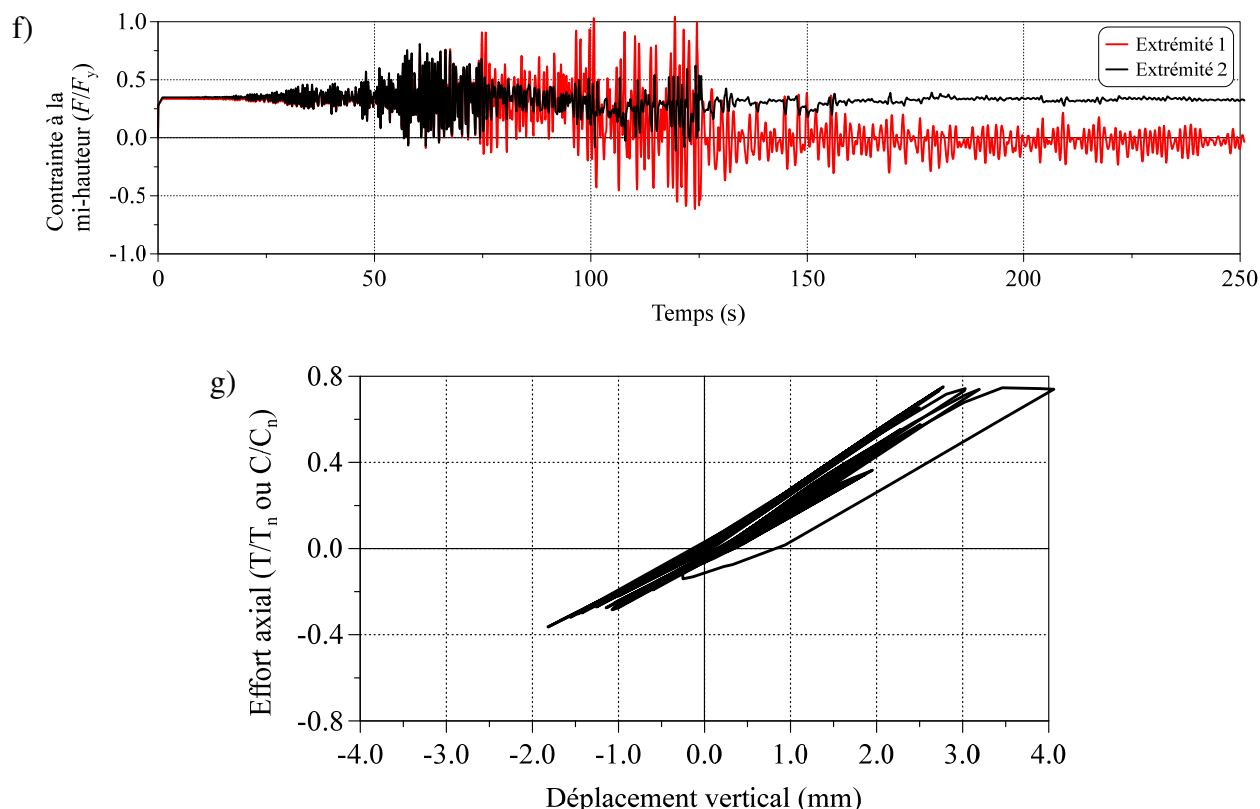


Figure 8-17: Résultats sous le séisme VE26 du segment de poteau le plus sollicité du CCSM dans le premier segment : a) effort axial normalisé ; b) moment dans le plan du CCSM normalisé ; c) interaction C-M ; d) déplacement vertical au sommet ; e) déplacement horizontal au sommet ; f) contrainte normalisée aux deux fibres extrêmes d'une semelle à la mi-hauteur ; h) hystérésis de l'effort axial et du déplacement vertical. (suite et fin)

L'hystérésis entre l'effort axial et le déplacement vertical au sommet du poteau est présentée à la figure 8-17g. Comme on le mentionnait plus haut, des déformations inélastiques se sont produites dans le segment de poteau à l'étude et sont visibles à un déplacement vertical de 3,0 mm. La rigidité axiale (EA/L) du segment de poteau a probablement été affectée par cette plastification. En effet, selon la figure 8-17h, on obtient une rigidité axiale initiale de 673 kN/mm qui diminue à 620 kN/mm (-8%) vers la fin du séisme. La réduction n'est toutefois pas suffisante pour affirmer qu'il y a eu flambement du poteau.

Le comportement observé à la figure 8-17g est probablement le résultat d'une plastification partielle de la section de poteau à la mi-hauteur du premier segment sous l'effet combiné de l'effort

axial et du moment de flexion. Pour déterminer s'il y a eu de la plastification à cette hauteur, on a examiné les contraintes aux deux fibres extrêmes (deux bouts d'une même semelle) durant le séisme. L'historique des contraintes est présenté à la figure 8-17f. Pendant l'excursion dans le domaine inélastique du segment de poteau, on observe que les contraintes aux deux fibres extrêmes étaient de $1,02F_y$ et de $0,06F_y$, respectivement. Il y a donc eu plastification partielle des semelles à la mi-hauteur du poteau. La figure 8-17f montre également qu'une des extrémités des semelles n'a jamais atteint l'état de plastification sous le séisme.

À partir de ces résultats, on peut déduire que le poteau n'a pas atteint le flambement malgré les grands déplacements et l'interaction supérieure à l'unité. Un mécanisme de ruine formé de deux rotules plastiques aurait été requis afin de produire le flambement du segment de poteau. Toutefois, aucune rotule plastique ne s'est formée près du centre du poteau, ce qui signifie que ce dernier possédait encore une capacité de rotation plastique. De plus, on peut ici faire l'analogie avec les essais expérimentaux réalisés sur des profilés W250x101 de 4 m qui ont démontré une capacité de rotation plastique même sous une charge axiale importante.

On peut également expliquer de plusieurs façons qu'il n'y a pas eu de flambement malgré une interaction aussi élevée par plusieurs facteurs. D'une part, dans l'équation d'interaction de la norme CSA S16, la résistance en compression est calculée avec un coefficient d'élancement $K = 1,0$, ce qui est conservateur compte tenu de la continuité du poteau dans les autres segments. D'autre part, on observe que le segment de poteau dans le second segment est en double courbure, ce qui est moins critique au niveau de la stabilité qu'une condition en courbure simple. On peut également ajouter que pour une sollicitation selon l'axe faible pour un profilé en I de classe 1 ou 2, la section offre une résistance supérieure due à la redistribution plastique des contraintes dans la section. Ceci est pris en compte par le facteur β dans les équations d'interaction de la norme CSA S16 mais ce facteur n'a pas été considéré dans le calcul fait ici (interaction = $C_t/C_r + M_{fy}/M_{py}$).

8.5.2 Bâtiments localisés à Montréal

Dans cette section, on examine le déplacement latéral maximal au toit, le déplacement maximal dans le segment critique anticipé, la sollicitation en flexion des deux types de colonnes autour de leur axe faible, M_{fy}/M_{py} , dans le plan du contreventement, la force axiale dans la lisse inférieure reliant les deux types de colonnes, l'interaction maximale dans la colonne du CCSM et la répartition des efforts de flexion entre les deux types de colonnes.

Dans les figures de cette section, les données statistiques des analyses temporelles non linéaires (médiane et 84^e centile) proviennent du maximum enregistré parmi les différents groupes de séismes. À Montréal, bien qu'on ait seulement 11 séismes, les 5 premiers étaient des séismes faibles (M6,0) tandis que les six derniers étaient de plus forts séismes (M7,0). La valeur retenue était celle produite par l'un ou l'autre de ces deux groupes de séismes.

On s'intéresse d'abord au nombre de segments dans lesquels les diagonales ont atteint la plastification en traction. Les résultats sont présentés dans le tableau 8-17. Dans le tableau, les cases en grisé représentent le nombre de segments où on prévoit la plastification des diagonales en traction lors de la conception. Ces valeurs sont celles du tableau 7-3. Pour les analyses temporelles non linéaires (ATNL), on donne dans le tableau 8-17 le nombre de séismes où on a eu simultanément la plastification dans 1, 2 ou plusieurs segments. Pour ce faire, on a relevé à chaque pas de temps dans les analyses le nombre de segments dans lesquels l'effort de traction dans les diagonales atteignait ou dépassait la résistance probable T_u (ou $0,95A F_y$ pour le segment critique anticipé). Pour Montréal, le nombre d'enregistrements sismiques est 11. Un résultat de 11 pour un scénario donné dans le tableau indique que ce scénario s'est produit pour tous les enregistrements sismiques. Pour une structure donnée, des scénarios différents peuvent avoir été observés selon les mouvements sismiques imposés. On a alors des résultats inférieurs à 11 pour chacun des scénarios et, dans chaque colonne du tableau 8-17, on a un total de 11 mouvements de sol.

Dans l'Est canadien, on rappelle que la mobilisation des colonnes gravitaires n'a pas permis de réduire la section d'acier des colonnes du CCSM pour les bâtiments sélectionnés. Comme on l'avait mentionné, lorsqu'on ne tient pas compte des colonnes gravitaires, une colonne P-Delta est incluse dans le modèle pour considérer les effets P-Delta induits par les colonnes gravitaires. Lorsque les colonnes gravitaires sont incluses dans la méthode de conception, une colonne est modélisée à la suite du CCSM et les dimensions de la section de cette colonne sont modifiées afin de représenter les propriétés de l'ensemble des colonnes gravitaires.

Dans le tableau 8-17, on observe pour la plupart des structures que le nombre de segments où les diagonales ont atteint la plastification en tension dans les ATNL correspond ou est inférieur à la prédiction faite lors de la conception. En fait, le nombre de segments obtenu des ATNL est plus élevé que la prédiction uniquement pour les structures CC3S et CC5S de type MD et ce, sous quelques enregistrements sismiques seulement. Pour le CC2S de 9 m de type LD, aucune diagonale

n'a plastifié en traction. Pour le type MD, la majorité des bâtiments présente un segment avec diagonales plastifiées en traction et la tendance correspond à la conception. En ce qui concerne le CC3S de type LD, aucune diagonale n'a plastifié en traction sous les séismes et c'est ce qui était anticipé. Pour le type MD, on avait prédit la plastification en tension des diagonales dans un segment seulement, mais ce niveau de déformation n'a pas été atteint sous six séismes. De plus, pour ce bâtiment, le séisme ME7 a induit de la plastification en traction dans les diagonales de 2 segments (segments 2 et 3) même si le segment inférieur était considéré critique lors de la conception. Ce phénomène sera davantage étudié à la section 8.6.

Tableau 8-17: Nombre de segments dans lesquels les diagonales ont atteint la plastification en tension pour les bâtiments de Montréal.

Nombre de segments avec diagonales plastifiées en traction	H = 9 m				H = 9 m				H = 24 m					
	CC2S, $h_l/h = 0.67$				CC3S, $h_l/h = 0.33$				CC5S, $h_l/h = 0.4$					
	Type LD		Type MD		Type LD		Type MD		Type LD		Type MD			
	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP		
0	11*	11	2	2	11	11	6	6	11	11	8	9		
1	0	0	9	9	0	0	4	5	0	0	1	0		
2	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	1	0		
3					0	0	0	0	0	0	0	0		
4									0	0	1	2		
5									0	0	0	0		
	Nombre de diagonales tendues plastifiées anticipé;													
* Représente le nombre de mouvements sismiques avec ce nombre de diagonales tendues plastifiées.														

Finalement, pour les CC5S, on observe que les résultats sont excellents pour le type LD, mais un peu moins bons pour le type MD. En effet, il n'y a pas eu de plastification des diagonales pour le système à ductilité limité comme cela était prévu, mais de la plastification a été observée jusque dans quatre segments pour le CC5S de type MD alors qu'on ne prévoyait ce comportement que dans un seul segment (SP) et dans aucun segment (AP). Pour le cas sans partage des efforts (SP), l'enregistrement ME7 a produit de la plastification dans deux segments et l'enregistrement ME9 a induit de la plastification dans quatre segments (segments 2 à 5) en débutant par le segment 2, le segment critique où on avait réduit la valeur de F_y de 5%. En examinant les statistiques de ce bâtiment (Tableau F-5), les déplacements relatifs des segments 2 à 5 sont quasi identiques. Les déformations inélastiques ne se concentrent donc pas uniquement dans le segment 2, comme

supposé dans la conception, mais se développent à la fois dans les segments 2 à 5. Dans les ATNL, le déplacement horizontal maximum au toit est de $0,62\% h$ pour ME7 et de $0,69\% h$ pour ME9, ce qui est comparable mais légèrement supérieur à la valeur anticipée $R_d R_o \Delta_e$ qui est de $0,57\% h$. Selon les équations développées au chapitre 6, la plastification dans un second segment pourrait se produire à un déplacement latéral de $0,65\% h$, dans un troisième segment à $0,81\% h$ et dans un quatrième segment à $1,10\% h$. La méthode de conception aurait donc prédit de la plastification dans au plus deux segments pour les déplacements subis par le CCSM dans les analyses, mais pas quatre segments comme cela a été observé. Le comportement de ce bâtiment sous le séisme ME9 est étudié davantage à la section 8.6.

Le second résultat des ATNL qui est étudié est le déplacement maximal enregistré au niveau du toit. Les résultats sont présentés à la figure 8-18. Les déplacements obtenus des ATNL correspondent bien à la valeur anticipée lors de la conception ($R_d R_o \Delta_e$). Toutefois, pour les CC5S, la médiane est inférieure à la valeur anticipée. Pour les bâtiments avec une hauteur de 9 m, la prédiction du déplacement horizontal au toit est excellente. De plus, l'amplitude du déplacement latéral au toit se ressemble, car la période du mode fondamentale de ces structures est semblable. On a également ajouté le déplacement maximal du groupe de séismes pour ces bâtiments. Sur la figure 8-18, ces valeurs sont près du 84^e centile, ce qui indique un comportement stable des structures.

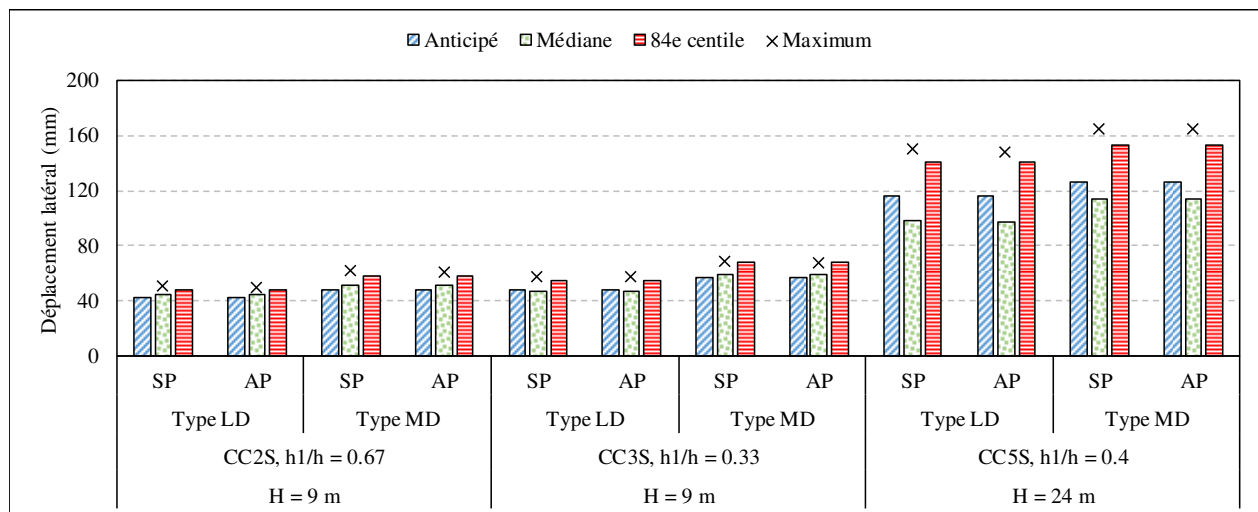


Figure 8-18: Déplacement latéral maximum au toit pour les bâtiments de Montréal.

Afin d'approfondir l'analyse des déplacements latéraux, on a aussi examiné le déplacement latéral relatif dans le segment critique anticipé (figure 8-19). Sur l'ensemble des structures, les déplacements anticipés et obtenus des analyses suivent les mêmes tendances. Excepté pour le CC2S de type MD, la valeur anticipée par la méthode de conception excède celle des analyses. La différence est plus prononcée pour les CCSM de type MD, car les structures sont soumises à de plus grandes déformations inélastiques. On peut expliquer les écarts du CC5S à partir du tableau 8-17. En effet, selon les résultats de ce tableau, les segments 2 à 5 ont tendance à vouloir plastifier en même temps pour cette structure, plutôt que le segment 2 suivi des autres segments, comme discuté précédemment. Les déformations inélastiques sont, par conséquent, distribuées dans les segments 2 à 5 et les valeurs sont inférieures à celles prédites en considérant une concentration dans le segment 2.

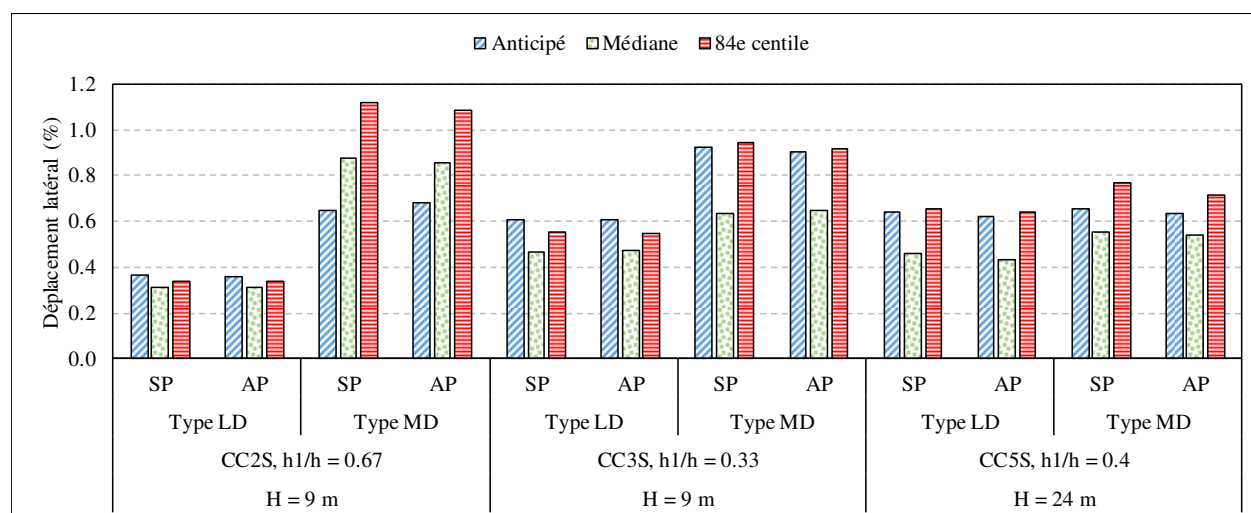


Figure 8-19: Déplacement latéral relatif dans le segment critique anticipé pour les bâtiments de Montréal.

La figure 8-20 présente la sollicitation M_{fy}/M_{py} dans les colonnes du CCSM. On observe que la méthode de conception prédit bien les moments. Dans la majorité des cas, le moment simulé est quasi identique à la prédiction. La différence la plus notable est constatée pour le CC3S de type LD pour lequel on anticipait un comportement élastique pour les diagonales en traction de tous les segments. Comme prévu, il n'y a eu aucune plastification en traction des diagonales sous les 11 séismes et, par conséquent, les efforts de flexion sont le résultat de la réponse élastique du système. Bien que les diagonales en traction n'aient pas atteint la plastification, les diagonales comprimées

peuvent avoir flambé et ainsi causer des déplacements latéraux différents entre les segments. La différence de rigidité dans les différents segments en plus des hauteurs différentes peuvent également expliquer l'origine des moments de flexion.

Dans la figure 8-20, on peut noter une baisse des moments fléchissants dans les colonnes du CCSM lorsque l'on inclut les colonnes gravitaires dans les analyses (AP). Cette réduction est toutefois généralement un peu plus faible que celle qui était prédite. Chaque séisme sollicite différemment la structure et peut, par le fait même, modifier la répartition des moments. De plus, on s'intéresse uniquement aux efforts de flexion au niveau de la bielle entre les segments 1 et 2. Il se pourrait que la réduction des moments soit plus prononcée au droit d'un autre segment. Les moments dans les poteaux du CCSM au niveau des autres bielles sont donnés dans les tableaux statistiques à l'ANNEXE F. On peut finalement noter l'augmentation des efforts de flexion lorsque le type MD est employé. Un système avec plus de ductilité favorise les déformations inélastiques, ce qui engendre des efforts de flexion supérieurs dans les colonnes. Ce point avait également été soulevé dans l'étude paramétrique. Malgré tout, on note que dans la plupart des cas, la sollicitation est très faible, soit inférieure à $10\%M_{py}$.

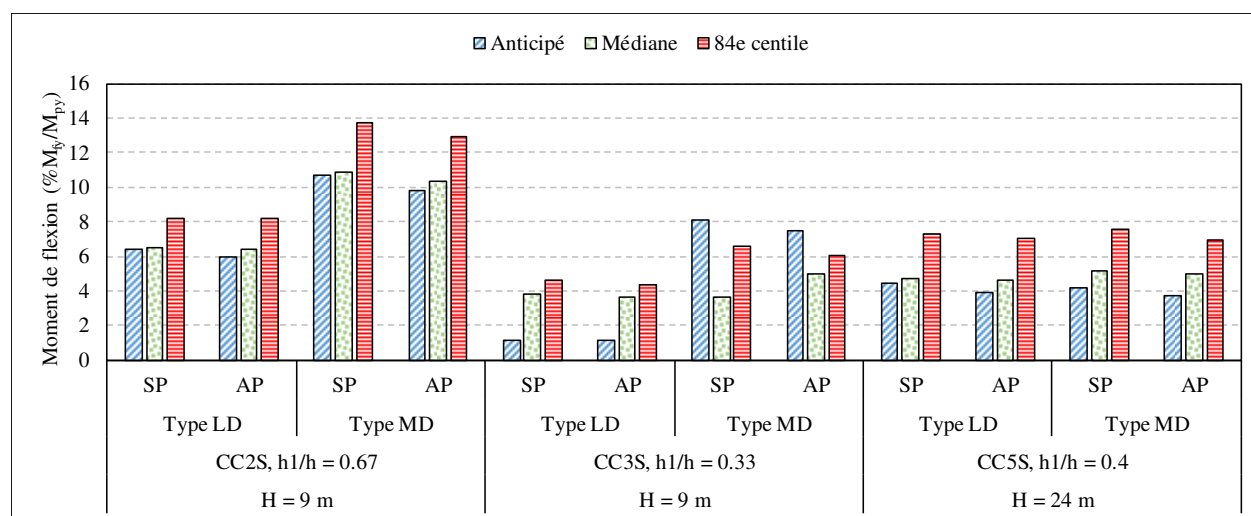


Figure 8-20: Moments de flexion au niveau de la bielle au-dessus du premier segment dans les colonnes du CCSM pour les bâtiments de Montréal.

L'effet combiné de l'effort axial et du moment fléchissant par le biais de l'équation d'interaction est le prochain paramètre étudié. Dans les analyses temporelles non linéaires, l'interaction a été

calculée selon la clause 13.8.2c de la norme CSA S16 en utilisant un coefficient de tenue de l'acier égal à 1,0. Les facteurs ω_1 et U_1 n'ont pas été calculés car les effets de second ordre sont pris en compte dans la modélisation. De plus, on a considéré les efforts maximums se produisant dans la portion du poteau comprise entre la mi-hauteur et le sommet du premier segment. On a comparé la médiane et le 84^e centile à l'interaction maximale pour le même poteau pour les deux conditions de chargement demandées par la norme CSA S16. De plus, sous la condition pour laquelle la diagonale comprimée du segment critique anticipé atteint la résistance post-flambement ($C'_u + T_u$), on a indiqué par le biais d'une zone hachurée la portion de l'effort axial (C_f/C_r) dans le segment de poteau. On constate que les poteaux des CCSM sont essentiellement sollicités par l'effort axial.

Excepté pour quelques structures dont l'interaction du 84^e centile des ATNL est très légèrement supérieure à la prédiction de la méthode de conception, la philosophie de conception des CCSM semble sécuritaire. De plus, dans la majorité des cas, la combinaison lorsque l'effort T_u est atteint au même moment que C_u dans les diagonales gouverne le choix de la section d'acier des poteaux du CCSM.

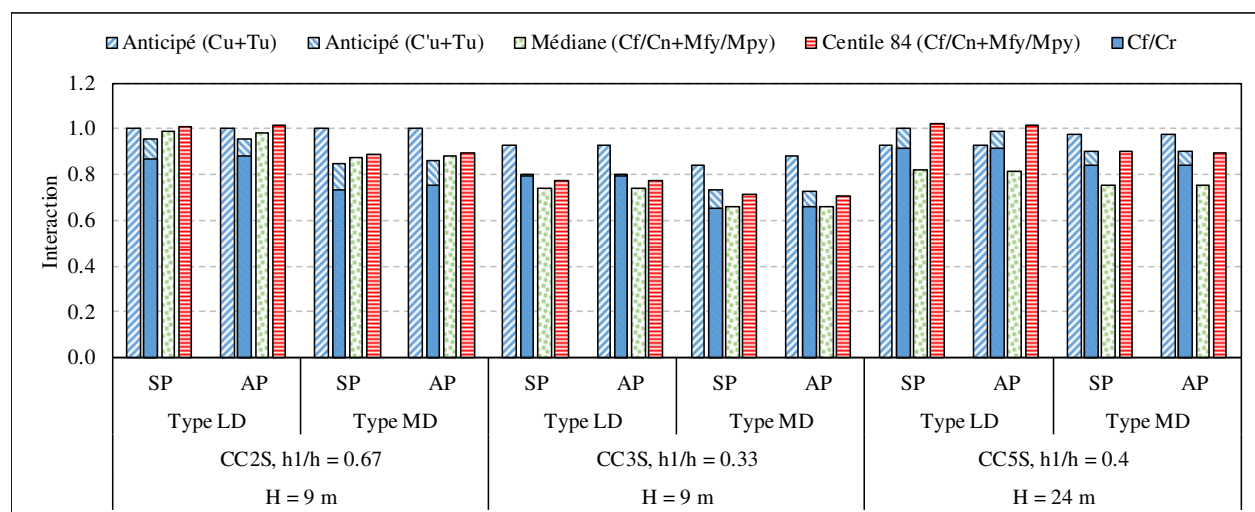


Figure 8-21: Interaction C-M maximale dans le segment de poteau inférieur des CCSM pour les bâtiments de Montréal.

L'effet des colonnes gravitaires sur le comportement du CCSM est étudié sur la figure 8-22. Dans cette figure, on présente la sollicitation de flexion M_{fy}/M_{py} pour les colonnes gravitaires ainsi que l'effort axial dans la lisse au-dessus du premier segment. En ce qui concerne la sollicitation de

flexion, la prédiction est supérieure aux ATNL excepté pour le CC3S de type LD qui est légèrement inférieure. Le CC2S de type MD était le CCSM avec le plus grand nombre de séismes induisant la plastification en traction dans les diagonales (voir le tableau 8-17). Pour ces séismes, les colonnes gravitaires participent davantage à la reprise des charges latérales avec les colonnes du CCSM. Pour les autres séismes, la contribution des colonnes gravitaires n'est pas activée et ces colonnes résistent uniquement aux faibles efforts provenant de la réponse élastique du système.

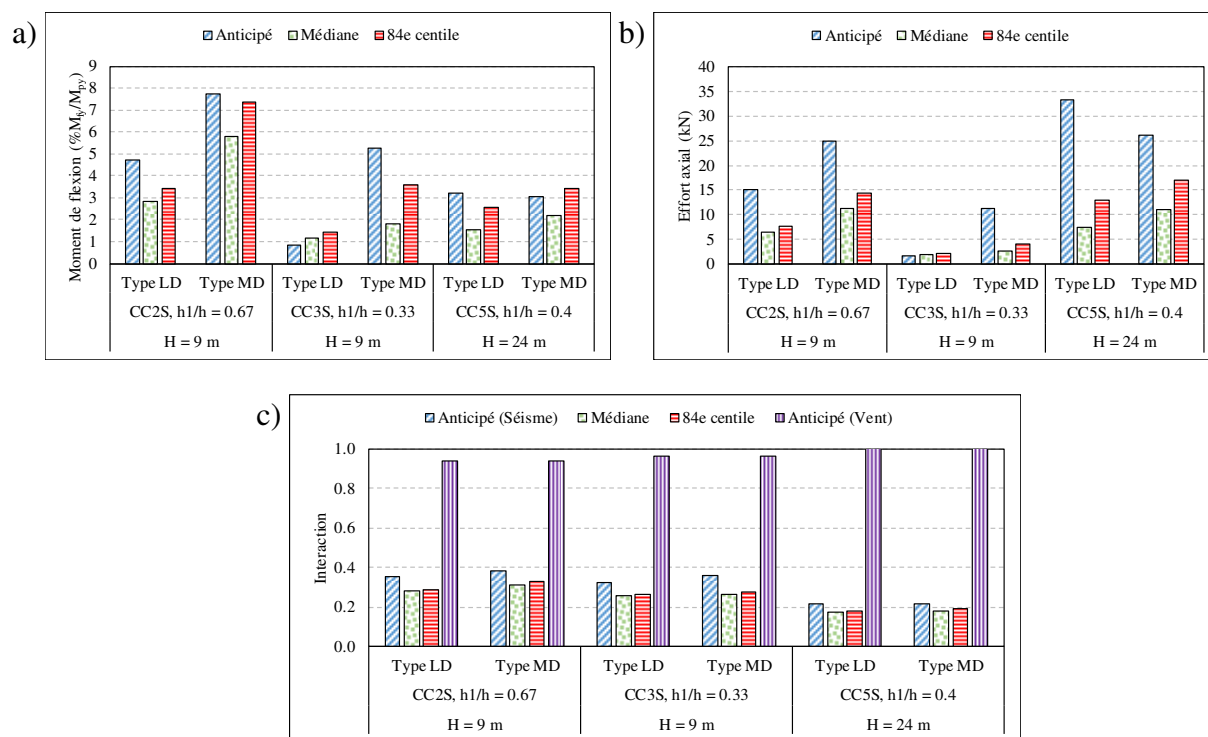


Figure 8-22: Partage des moments de flexion entre les deux types de colonnes pour les bâtiments de Montréal : a) moments de flexion dans les colonnes gravitaires ; b) effort axial dans la lisse liant les colonnes gravitaires ; c) interaction C-M dans les colonnes gravitaires.

L'effort axial prédit dans la lisse reliant les colonnes gravitaires au CCSM est adéquat pour les CC2S et les CC3S. Pour le CC3S de type LD, on prévoyait un comportement élastique et l'on observe cette tendance pour les ATNL puisque l'effort est très faible. Pour le type MD, on anticipait une mobilisation des colonnes gravitaires, mais six séismes sur 11 n'ont pas induit de plastification dans les diagonales, ce qui réduit la médiane de l'effort axial dans la lisse. Concernant les CC5S, l'effort anticipé excède grandement les valeurs des ATNL. La différence est attribuable au fait que les déformations inélastiques se développent quasi simultanément dans tous les segments

supérieurs. De plus, le fait de retirer la diagonale comprimée ayant flambé dans la conception favorise la participation des colonnes. En réalité, la diagonale comprimée qui a flambé participe encore, mais dans une moindre mesure, à la rigidité latérale du système.

Dans la figure 8-22c, on présente les résultats de l'équation d'interaction pour les colonnes gravitaires. Les valeurs obtenues de l'analyse sismique sont données de même que celles de la méthode de conception pour les combinaisons des charges de gravité avec les effets des séismes et avec les effets du vent. En s'attardant uniquement à la valeur anticipée reliée à l'effet des séismes, l'interaction calculée à partir des analyses temporelles est toujours inférieure à celles considérées lors de la conception. Ce résultat est favorable, car on souhaite limiter les efforts de flexion se développant dans ces colonnes. Comme expliqué plus haut, une partie de la différence provient de la modélisation de la structure. On constate aussi sur la figure 8-22c que l'effet des charges de gravité avec la charge de vent est fortement dominant pour toutes les structures. Ce résultat pourrait toutefois être différent à un autre endroit où les charges de vent seraient plus faibles.

Le dernier paramètre étudié est la répartition du moment de flexion dans les deux types de colonnes. Pour les analyses temporelles non linéaires, on a présenté la médiane des 11 mouvements de sol car on s'intéresse seulement à la répartition des moments. On observe une excellente corrélation entre la prédiction et les simulations numériques. On avait noté des différences entre les efforts de flexion provenant de la prédiction et des simulations, mais comme le montre la figure 8-22, elles affectent peu la répartition des moments. De plus, on constate que dans tous les CCSM, la portion du moment reprise par les colonnes du CCSM est toujours légèrement supérieure à la prédiction. Deux explications peuvent expliquer cet écart entre les analyses et la méthode de conception. D'une part, les colonnes du CCSM étaient plus rigides dans le modèle *OpenSees* en raison des segments rigides introduits vis-à-vis des assemblages des bielles. D'autre part, la présence des lisses horizontales ajoutait de la flexibilité entre les colonnes gravitaires et le CCSM, ce qui réduit la portion reprise du moment par les colonnes gravitaires.

Le modèle utilisé dans l'ATNL représente probablement davantage la réalité que celui utilisé dans la conception et les résultats de l'ATNL seraient par conséquent meilleurs. Le modèle d'analyse utilisé pour la conception pourrait être modifié pour représenter plus fidèlement les conditions anticipées.

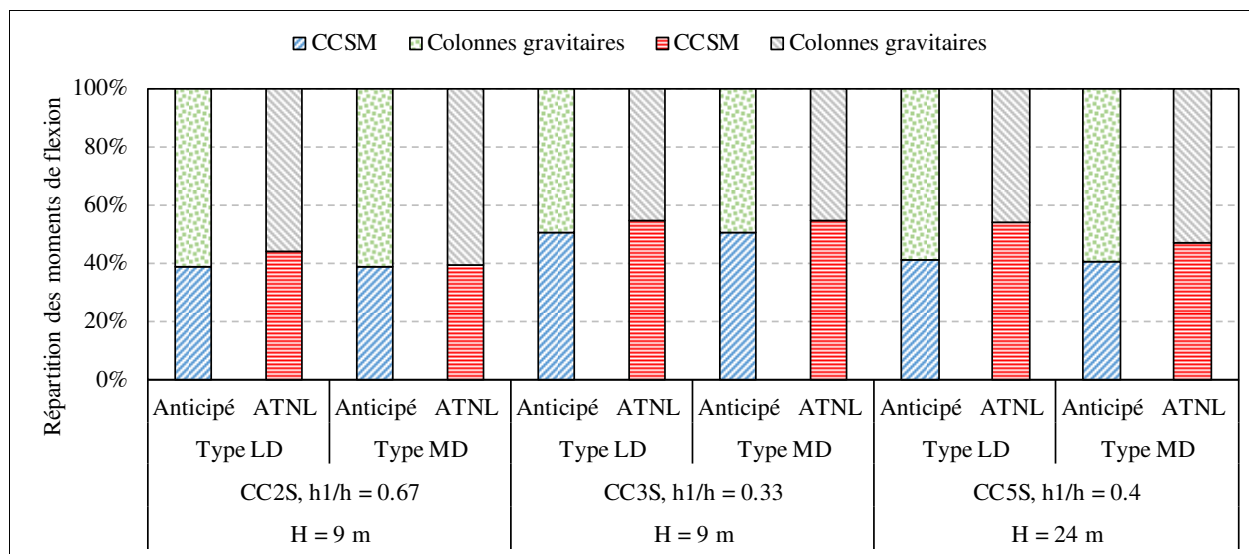


Figure 8-23: Répartition des moments de flexion dans les deux types de colonnes pour les bâtiments de Montréal.

8.5.3 Bâtiments localisés à Vancouver

Dans cette partie, on étudie les résultats de l'ATNL pour les bâtiments localisés à Vancouver. La présentation des tableaux et des figures y est identique à ce qui a été fait pour les bâtiments de Montréal. Pour Vancouver, on s'attend à observer davantage de déformations inélastiques qu'à Montréal due à la séismicité plus élevée et la signature des séismes attendus dans cette région. Pour rappel, à Vancouver, on avait sélectionné quatre groupes de bâtiments, soit les structures CC3S (sol E), CC4S (sol C et sol E) et CC5S (sol E). De plus, les segments du CC3S ont tous la même hauteur alors que le premier segment des deux autres structures a une hauteur de $0,4 h$, où h est la hauteur de l'ouvrage. Dans cette section, on présente la plus grande des valeurs médiane et 84^e centile calculées pour chacune des trois suites de 11 séismes. À l'ANNEXE F, on présente également la médiane des 11 valeurs les plus élevées parmi les 33 séismes.

On examine d'abord le nombre de segments dans lesquels les diagonales ont atteint la plastification en traction. Le niveau de déformation atteint par les CCSM sur un sol C est moindre que celui des CCSM sur un sol E. En effet, aucune diagonale n'a atteint la plastification en traction sur un sol C dans 72% des séismes considérés. Cette proportion est réduite à 18% pour les structures sur un sol E. Le nombre de segments avec diagonales plastifiées en tension qui était prédit lors de la

conception est bon pour les structures CC3S et CC4S de type MD (sol E). Concernant le CC4S (sol C), la majorité des séismes n'a pas initié la plastification dans les diagonales tendues. De plus, pour ce CC4S, les séismes ont parfois induit de la plastification en traction dans tous les segments. Cette situation se présente également pour d'autres CCSM. Pour le CC4S de type LD (sol E) et les CC5S, la tendance montre que la plastification en traction des diagonales s'est produite dans un plus grand nombre de segments que ce qu'on prévoyait à la conception. On peut ici rappeler l'observation faite au tableau 8-17 sur les CC5S à Montréal. Pour cette structure, le délai entre les événements de plastification des diagonales que l'on supposait en conception ne s'est pas produit lors des analyses temporelles et toutes les diagonales des segments 2 à 5 ont atteint la plastification quasi simultanément. Sur la base des résultats de Montréal, on anticipait aussi pour Vancouver un nombre supérieur de segments avec diagonales plastifiées en traction sous les ATNL.

La présence des colonnes gravitaires dans le modèle numérique affecte le nombre de segments avec diagonales plastifiées en traction, mais il est impossible de tirer une tendance. En effet, sous certains séismes, les colonnes gravitaires favorisent la plastification dans un plus grand nombre de segments tandis qu'ils diminuent le nombre de segments avec diagonales plastifiées en tension sous d'autres séismes.

Tableau 8-18: Nombre de segments dans lesquels les diagonales ont atteint la plastification en tension pour les bâtiments de Vancouver.

Nombre de segments avec diagonales plastifiées en traction	H = 9 m				H = 16 m				H = 16 m				H = 24 m			
	CC3S, $h_1/h = 0.33$				CC4S, $h_1/h = 0.4$, sol C				CC4S, $h_1/h = 0.4$, sol E				CC5S, $h_1/h = 0.4$			
	Type LD		Type MD		Type LD		Type MD		Type LD		Type MD		Type LD		Type MD	
	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP	SP	AP
0	9 *	9	2	2	25	28	21	21	5	6	4	4	6	7	3	3
1	24	24	21	19	5	2	3	4	6	6	2	3	6	2	0	0
2	0	0	8	9	2	3	2	2	15	8	22	19	2	2	3	1
3	0	0	2	3	0	0	5	5	7	13	0	4	4	7	6	5
4					1	0	2	1	0	0	5	3	15	15	21	22
											0	0	0	2		
5	Nombre de diagonales tendues plastifiées anticipé;															
	* Représente le nombre de mouvements sismiques avec ce nombre de diagonales tendues plastifiées.															

En examinant les résultats, la séquence de plastification des diagonales tendues assumée dans la méthode de conception ne se produit pas sous tous les séismes. En effet, en lieu et place d'une séquence de plastification des segments 2-3-4-1 pour un CC4S dont le second segment à partir du

bas était critique, on a observé une séquence de plastification des segments 2-3-1-4, voir uniquement 2-3-1. La grande variabilité des fréquences dominantes des mouvements sismiques peut avoir modifié le comportement de la structure comparé au comportement prédit. Toutefois, une séquence de plastification 2-3-1 devrait être moins critique qu'une séquence de plastification 2-3-4-1 pour le segment de poteau inférieur parce que ce segment subit des déplacements inélastiques. La rotation au niveau de la bielle entre les deux segments inférieurs sera plus faible et devrait engendrer moins d'efforts de flexion.

Le déplacement horizontal au niveau du toit est montré à la figure 8-24. Comme on l'avait observé pour les CCSM localisés à Montréal, le déplacement latéral au niveau du toit augmente avec la hauteur de l'ouvrage. La valeur médiane des séismes correspond très bien à la valeur anticipée. En ce qui concerne le déplacement maximal induit par l'ensemble des 33 mouvements de sol, on constate des valeurs relativement plus élevées pour les structures CC3S et CC5S de type MD. La réduction de la limite élastique de 5% était localisée dans le second segment à partir du bas pour ces deux CCSM. Pour le CC5S, le plus grand déplacement horizontal au niveau du toit ne conduit pas à un flambement de la colonne, car l'interaction maximale obtenue est de 0,92. Cette valeur est même inférieure à la prédiction de 1,04 (voir la figure 8-27).

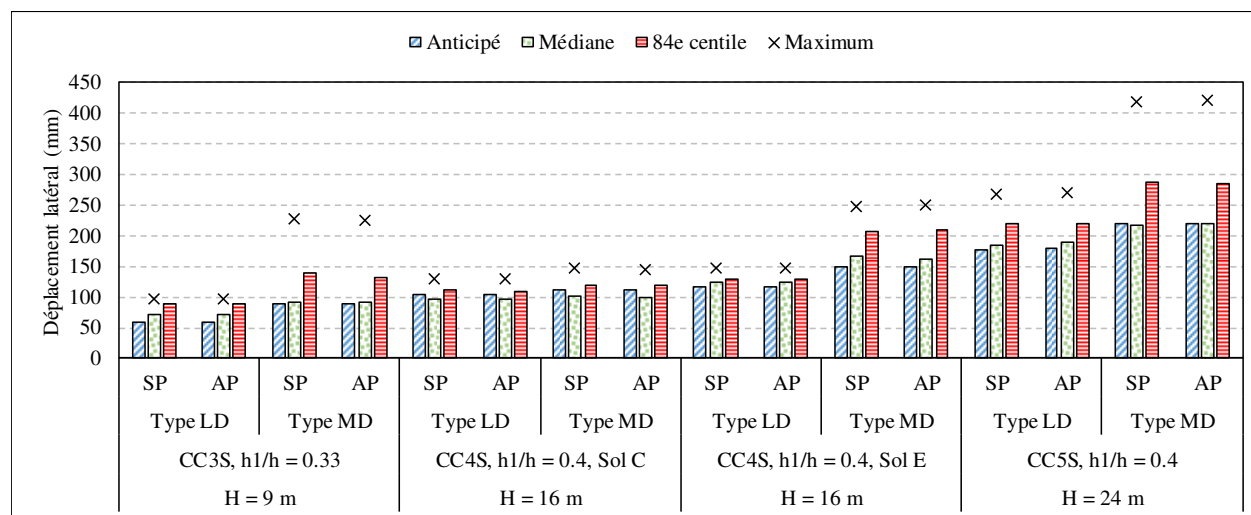


Figure 8-24: Déplacement latéral maximum au toit pour les bâtiments de Vancouver.

Le déplacement latéral au toit peut ne pas suffire pour prédire le comportement d'un ouvrage et il est nécessaire d'examiner aussi le déplacement relatif dans le segment critique anticipé. Les

résultats pour ce paramètre sont montrés à la figure 8-25. Le segment critique anticipé provient du tableau 8-1. Pour toutes les structures excepté le CC3S de type LD, la valeur anticipée excède la valeur médiane pour l'ensemble des séismes, ce qui suggère que la méthode de conception est adéquate, voire conservatrice pour les CCSM. Les raisons données pour expliquer les résultats de la figure 8-19 sont également applicables à ces résultats. De plus, le 84^e centile est plus élevé uniquement pour les CC3S. Pour rappel, dans la conception, on n'avait pas limité le déplacement relatif des segments à 2,5% comme c'était le cas pour le déplacement au toit. On observe toutefois que les déplacements relatifs médians des analyses n'excèdent pas cette limite excepté pour le CC3S de type MD pour lequel on avait observé un déplacement maximal au toit très grand (voir la figure 8-24) et un déplacement relatif maximum de 3,8% dans le segment central. Dans un bâtiment conventionnel, un déplacement relatif de 3,8% à un étage donné peut mener à la rupture des diagonales et la ruine de l'ouvrage. Le déplacement au toit pour ce séisme atteint 2,53%, ce qui est tout juste acceptable.

La figure 8-25 montre également l'effet bénéfique de la mobilisation des colonnes gravitaires pour la majorité des structures. En effet, la médiane et le 84^e centile du déplacement latéral relatif dans le segment critique sont généralement réduits par la présence des colonnes gravitaires. La réduction est souvent plus prononcée dans la conception. Comme déjà mentionné, cette différence peut s'expliquer par le fait que l'on retire complètement les diagonales comprimées ayant flambé et les diagonales plastifiées en traction dans l'analyse effectuée lors de la conception.

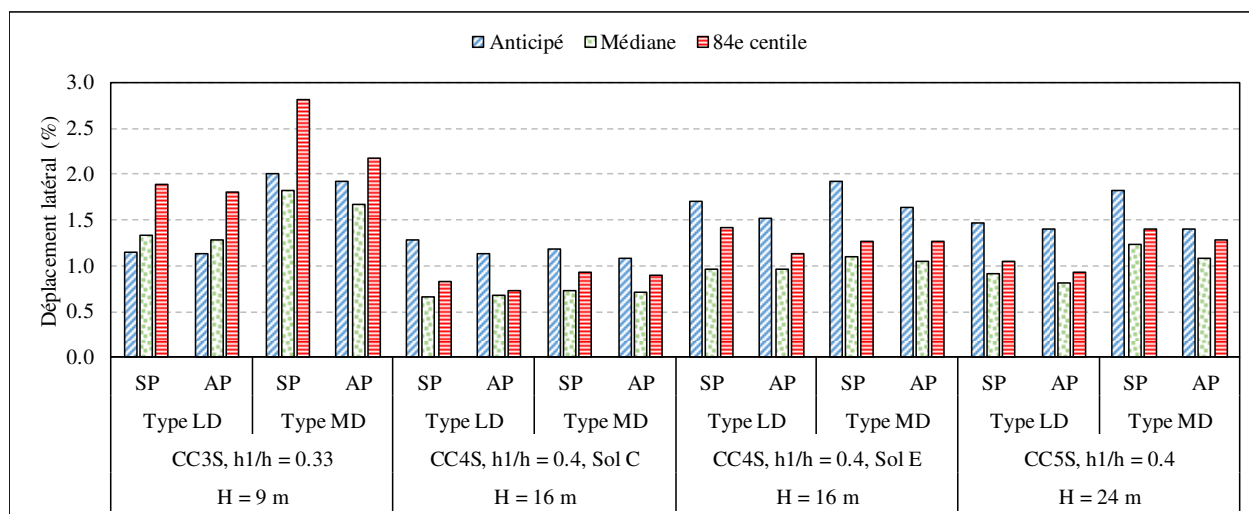


Figure 8-25: Déplacement latéral relatif dans le segment critique anticipé pour les bâtiments de Vancouver.

On examine maintenant à la figure 8-26 les moments de flexion obtenus dans les colonnes des CCSM au niveau de la bielle entre les segments 1 et 2. La figure 8-26 montre que la prédiction excède la valeur médiane pour tous les bâtiments mis à part le CC3S de type LD pour lequel la sollicitation de flexion est légèrement supérieure. On constate une différence notable dans l'amplitude des moments des ATNL entre les CC3S et les autres ouvrages. On peut en déduire qu'une situation où les déformations inélastiques se développent quasi simultanément dans tous les segments de même hauteur donne lieu à des moments de flexion plus faible dans les colonnes comparativement à une plastification progressive des diagonales sur plusieurs segments. Cette observation a été relevée à plusieurs reprises dans ce chapitre et on s'y attardera davantage dans la section 8.6. De plus, la valeur élevée du 84^e centile des moments dans les colonnes du CC3S de type MD s'explique par le déplacement horizontal au toit important qui avait été observé pour cette structure sur la figure 8-24. Également, pour cette structure CC3S de type MD, la mobilisation des colonnes gravitaires réduit de façon importante les moments dans les colonnes du CCSM. Cette réduction est plus modérée, mais toujours présente, pour les autres structures. Comme cela a été observé dans la figure 8-25, cette réduction est toujours plus prononcée dans la conception. On note que la présence des colonnes gravitaires conduit dans quelques cas à une légère augmentation des efforts de flexion dans les colonnes du CCSM.

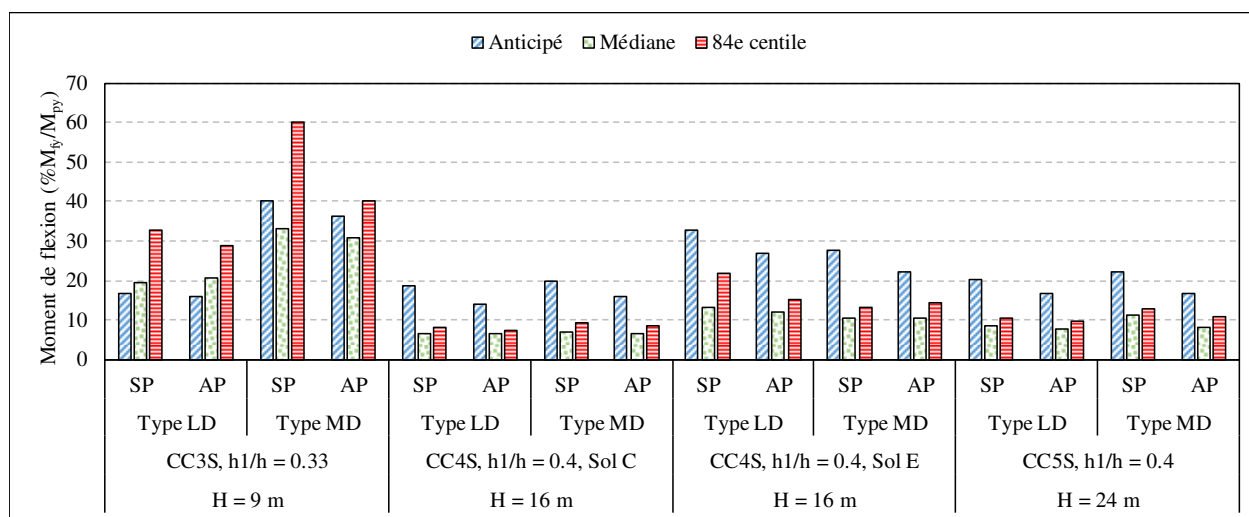


Figure 8-26: Moments de flexion au niveau de la bielle au-dessus du premier segment dans les colonnes du CCSM pour les bâtiments de Vancouver.

On étudie maintenant l'interaction de l'effort axial et du moment fléchissant dans le segment de poteau du premier segment du CCSM. Comme expliqué, cette portion du poteau est critique car l'effort axial y est maximum. Les résultats sont présentés à la figure 8-27. Les valeurs obtenues de la conception sont données pour les deux cas de chargement : $C_u + T_u$ et $C'_u + T_u$. À la différence de Montréal, on observe que le cas $C'_u + T_u$ mène à la plus grande sollicitation dans la majorité des cas. On peut expliquer cette observation par les déplacements horizontaux au toit plus importants aux CCSM localisés à Vancouver. Dans les ATNL, on note des interactions supérieures à 1,0 dans les ATNL pour les CC3S. Toutefois, comme on l'avait expliqué à la section 8.5.1, plusieurs facteurs font en sorte que les colonnes d'un CCSM possèdent une grande réserve de capacité et peuvent résister au flambement à ces niveaux élevés de sollicitations. La portion de l'interaction occupée par l'effort axial est indiquée sur la figure 8-27. On remarque que la portion du moment de flexion (partie restante) est supérieure à celle observée pour Montréal, mais qu'elle est toujours inférieure à celle de l'effort axial, comme à Montréal.

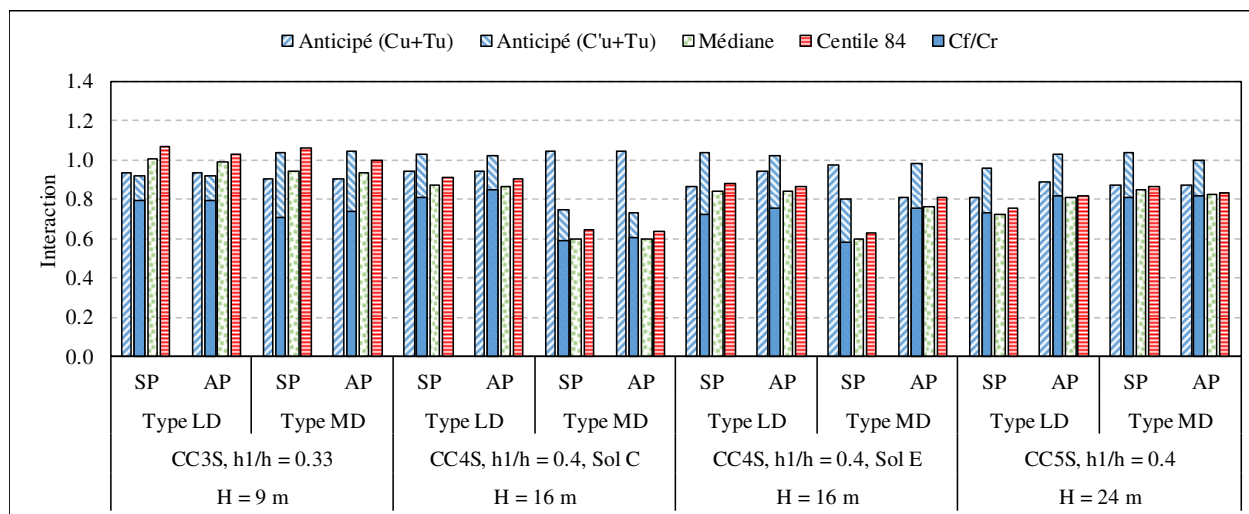


Figure 8-27: Interaction C-M maximale dans le segment de poteau inférieur des CCSM pour les bâtiments de Vancouver.

La figure 8-28a présente les moments de flexion dans les poteaux gravitaires, au niveau de la bielle à la jonction des segments 1 et 2. On remarque que les valeurs prédites suivent généralement les mêmes tendances mais excèdent dans toutes les structures sauf une les valeurs médiane et 84^e centile obtenues des ATNL. Les valeurs prédites sont plus faibles pour le CC3S de type LD. Comme on l'avait observé à la figure 8-25, le déplacement relatif dans le segment critique (segment

du bas) était supérieur dans les analyses temporelles pour cette structure, ce qui a conduit à des efforts plus grands.

L'effort axial maximal dans la lisse du bas reliant les deux types de colonnes est donné à la figure 8-28b. Les résultats sont très bons pour le CC3S, mais pour les autres, la prédiction excède largement les ATNL. Comme déjà noté, pour les structures CC4S et CC5S, il se peut que la propagation de la plastification des diagonales plus rapide qu'anticipé ait contribué à réduire la participation des colonnes gravitaires et, par conséquent, l'effort axial dans les lisses. Il se peut également que les déformations inélastiques ne se développent pas selon le scénario anticipé sous tous les 33 séismes et que des efforts plus importants se soient développés dans d'autres lisses que celles examinées ici. En effet, si le segment du haut est le premier dans lequel les diagonales tendues atteignent la plastification, l'effort axial sera plus grand dans la lisse placée à ce niveau. On étudiera la propagation de la plastification des diagonales plus en détail à la section 8.7.

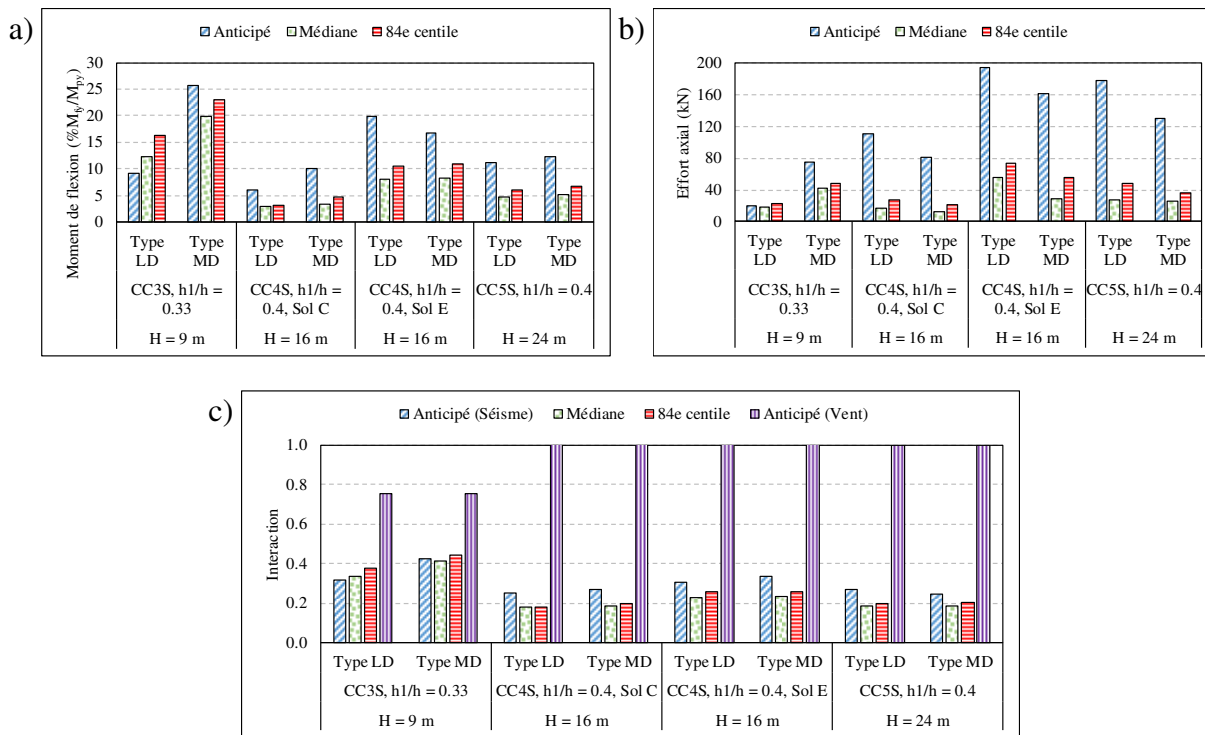


Figure 8-28: Partage des moments de flexion entre les deux types de colonnes pour les bâtiments de Vancouver : a) moments de flexion dans les colonnes gravitaires ; b) effort axial dans la lisse liant les colonnes gravitaires ; c) interaction C-M dans les colonnes gravitaires.

On s'intéresse maintenant à l'interaction entre l'effort axial et le moment fléchissant dans les colonnes gravitaires dans le premier segment (figure 8-28c). Tout comme pour Montréal, les combinaisons avec les charges de gravité et de vent ont gouverné de façon marquée la conception des colonnes gravitaires. On observe aussi que la prédiction de la méthode de conception est plus faible dans le cas de la structure CC3S de type LD. On peut toutefois conclure que la méthode de conception permet généralement de très bien prédire les effets sismiques dans les colonnes gravitaires. On notera que la différence entre la médiane et le 84^e centile provient uniquement du moment de flexion, car l'effort axial est dû uniquement aux charges de gravité et est constant.

La répartition des moments de flexion entre les deux types de colonnes est illustrée à la figure 8-29. Pour les analyses temporelles, on a uniquement présenté la médiane. Comme prévu, le résultat est le même que pour Montréal, avec une excellente concordance entre les prédictions et les résultats des ATNL. Comme c'était aussi le cas à Montréal, davantage de moments que prévu sont repris par les colonnes des CCSM en raison des différences entre les hypothèses des modèles d'analyse utilisées dans la conception et les ATNL.

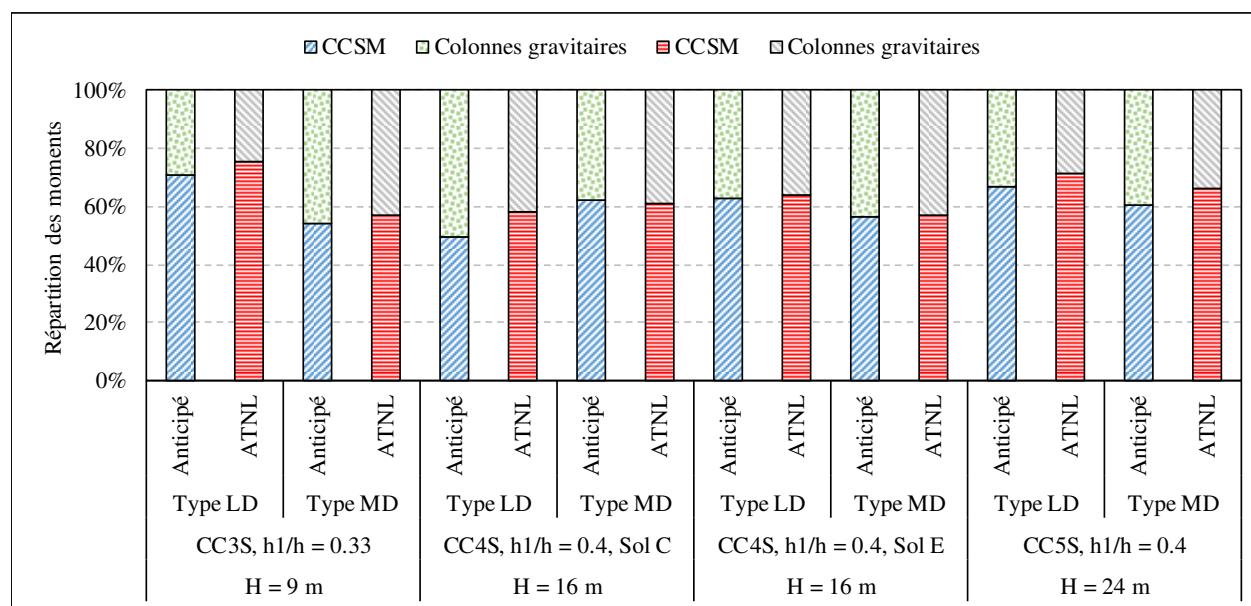


Figure 8-29: Répartition des moments de flexion dans les deux types de colonnes pour les bâtiments de Vancouver.

Comme on le mentionne au fil du texte, on a présenté ici ce qu'on jugeait le plus important et pertinent, mais le lecteur peut se référer à l'ANNEXE F pour obtenir davantage de statistiques sur les bâtiments étudiés.

8.5.4 Déplacement latéral maximum au toit des CCSM

Dans les sections précédentes, on avait présenté les résultats du déplacement latéral maximum au toit des CCSM en comparant uniquement la médiane et le 84^e centile des ATNL avec le déplacement anticipé $R_d R_o \Delta_e$ des structures. Dans cette section, on va étudier la dispersion des résultats pour chaque CCSM. La dispersion des déplacements latéraux maximums pour chaque structure pour les deux sites à l'étude est présentée à la figure 8-20. Dans la figure, la pente moyenne a été déterminée en considérant l'ensemble des séismes.

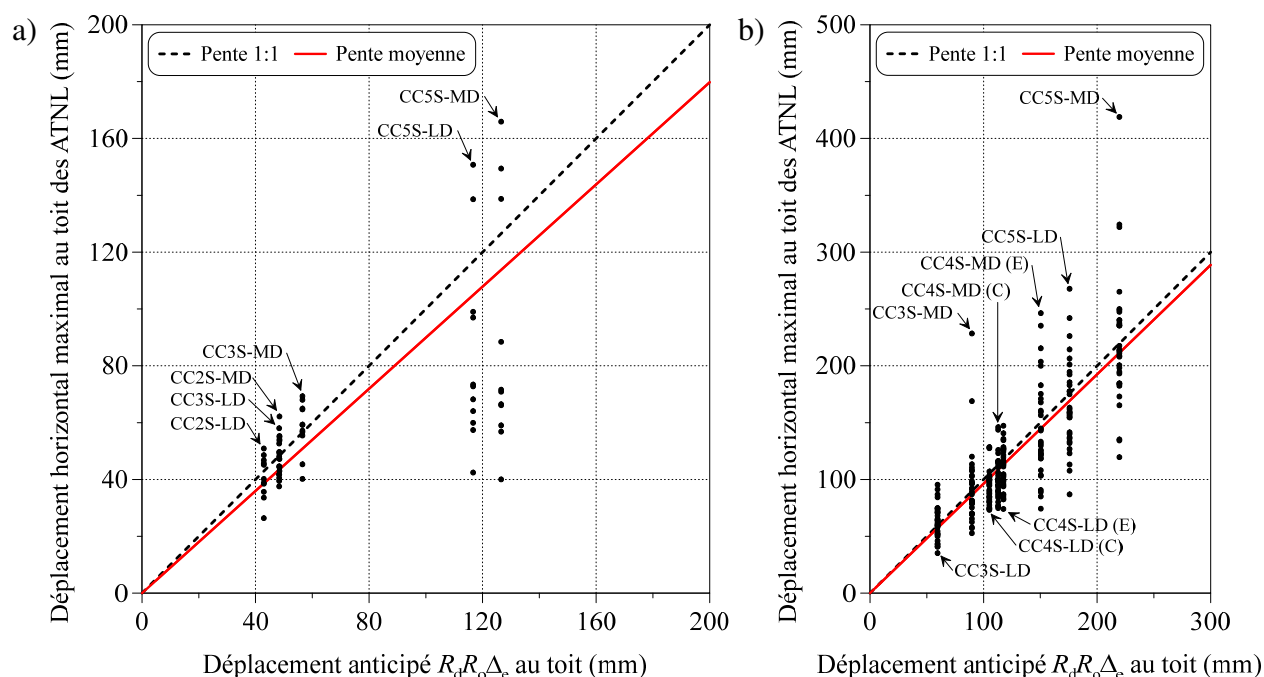


Figure 8-30: Déplacements horizontaux au toit des CCSM : a) Montréal ; b) Vancouver.

Dans la figure 8-20, on observe que pour la plupart des CCSM, les déplacements latéraux maximums se concentrent autour de la moyenne. On peut toutefois constater une plus grande dispersion pour les CCSM comportant 4 ou 5 segments. En fait, on note une plus grande dispersion pour de plus grands déplacements latéraux au toit. La pente moyenne et l'écart type sont de 0,899 et 0,252 à Montréal et de 0,962 et 0,244 à Vancouver, respectivement. De plus, comme on l'avait

remarqué à la figure 8-24, les structures CC3S-MD et CC5S-MD localisées à Vancouver sont ceux dont les séismes ont induit le plus grand déplacement latéral au toit.

La méthode de conception proposée dans ce mémoire dépend du déplacement anticipé $R_d R_o \Delta_e$ au toit imposé par la norme S16. Par contre, sous l'effet des séismes, le déplacement maximum au toit peut dépasser le déplacement anticipé comme le montre la figure 8-30. Dans le but d'éviter une possible ruine d'une structure causée par un plus grand déplacement au toit sous l'effet des séismes, il pourrait être intéressant d'ajouter un facteur de sécurité sur le déplacement anticipé au toit. Par exemple, en limitant la probabilité de dépassement du déplacement horizontal au toit à 5%, on trouve un facteur de sécurité de 1,31 à Montréal et de 1,36 à Vancouver, respectivement.

8.6 Étude de la propagation de la plastification

À la section 8.5.2, on a observé dans les résultats des bâtiments de Montréal que la plastification en tension des diagonales s'est produite sur un plus grand nombre de segments que prévu pour la structure CC5S de type MD. Pour cette structure, on prévoyait que la plastification ne se produirait que dans un seul segment pour le cas SP et dans aucun segment pour le cas AP. Dans la méthode conception, on prévoit qu'au moment où la plastification de la diagonale tendue est initiée dans un second segment, les efforts dans les diagonales de ce segment sont C_u et T_u alors que les efforts dans les diagonales du segment inférieur (segment critique) sont C'_u et T_u . On suppose donc qu'il y a eu un délai dans la séquence de plastification pendant lequel la déformation inélastique a augmenté dans le segment critique et l'effort dans la diagonale comprimée est passé de C_u à C'_u . La différence d'effort tranchant repris par les diagonales de ces deux segments est reprise par les différents poteaux. Pour le CC5S de Montréal, la plastification des diagonales tendues s'est développée pratiquement simultanément dans les quatre segments supérieurs qui sont identiques, malgré que la résistance de la diagonale avait été réduite de 5% dans le segment critique. C'est donc dire que le délai supposé dans la conception ne s'est pas produit. Dans ce cas, les efforts dans les poteaux ont été bien inférieurs à ceux de la méthode de conception.

Pour mieux comprendre ce phénomène, on a soumis ce CCSM (figure 8-31a) à des analyses statiques incrémentales non linéaires où le déplacement au niveau du toit était contrôlé. Les résultats provenant de la conception sont illustrés à la figure 8-31b pour la première condition d'efforts et à la figure 8-31c pour la seconde. Les résultats de l'ATNL pour le séisme ME9 (le plus exigeant pour cette structure) sont donnés à la figure 8-31d. On remarque qu'une seule diagonale

tendue est plastifiée dans la conception comparativement à quatre sous le séisme ME9. Dans l'ATNL, l'effort axial dans les diagonales est aussi semblable pour les quatre segments supérieurs, indiquant qu'il n'y a pas eu de décalage.

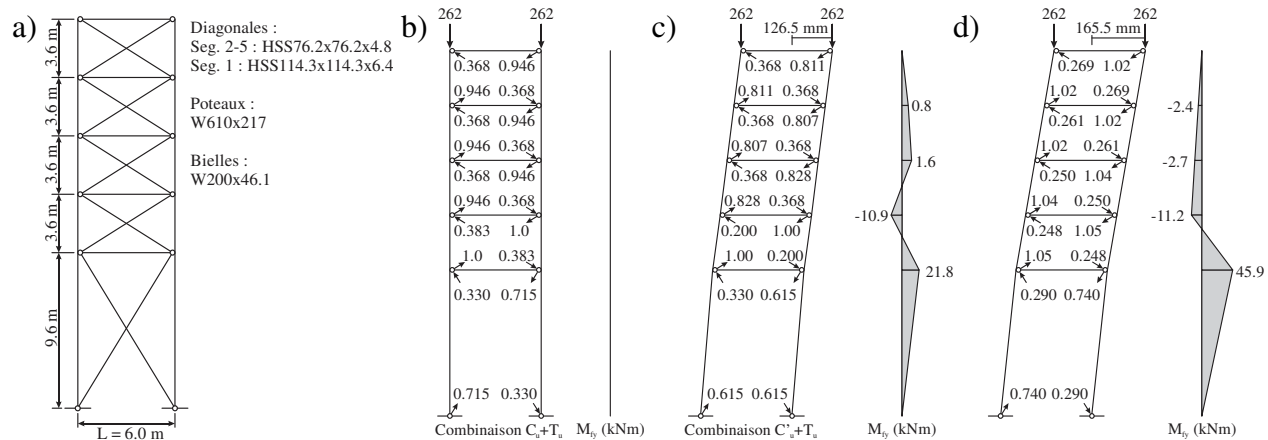


Figure 8-31: Structure CC5S de type MD à Montréal à l'étude : a) géométrie et sections d'acier ; b) effort axial normalisé ($/T_u$) dans les diagonales et le moment fléchissant dans les poteaux sous la première combinaison d'efforts ($C_u + T_u$) ; c) effort axial normalisé ($/T_u$) dans les diagonales et le moment fléchissant dans les poteaux sous la seconde combinaison d'efforts ($C'_u + T_u$) ; d) effort axial normalisé ($/T_u$) dans les diagonales et moment fléchissant dans les poteaux au déplacement latéral maximum au toit sous le séisme ME9.

Les résultats de la figure 8-31d reflètent la condition au moment du déplacement maximum mais il est aussi intéressant d'examiner l'évolution de l'effort axial dans les diagonales durant le séisme pour les quatre segments du haut sur la figure 8-32a. Comme le montre la figure, l'effort dans les diagonales tendues et comprimées est quasi identique en tout temps dans les quatre segments. Le flambement de ces diagonales est atteint au même moment et l'on observe une même dégradation de la résistance en compression. La figure 8-32b s'intéresse à la différence de cisaillement entre chaque pair de segments adjacents pour ces quatre segments. Comparativement au cisaillement anticipé, ceux provenant de l'ATNL sont très faibles. Ce résultat confirme le fait que le délai dans le comportement des diagonales dans les quatre segments ne s'est pas produit pour ce CCSM. La diminution de la limite élastique de 5% dans le second segment à partir du bas n'était pas suffisante pour forcer la concentration des déformations inélastiques dans les diagonales de ce segment avant d'amorcer la propagation de la plastification vers les autres segments.

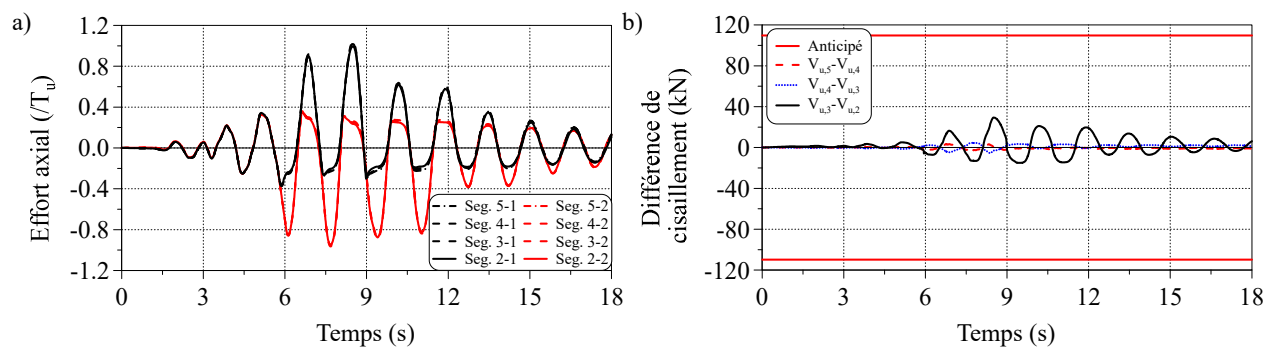


Figure 8-32: Résultats sous le séisme ME9 : a) effort axial normalisé dans les diagonales ; b) différence de cisaillement entre chaque pair de segments adjacents.

À la suite de ce résultat, on a refait la même analyse incrémentale non linéaire de la structure en réduisant davantage la limite élastique des diagonales dans le segment critique (2^e à partir du bas). Ces analyses ont pour but de vérifier s'il est possible d'obtenir le comportement supposé lors de la conception. Pour ce faire, on a procédé à des analyses avec $1,0F_{y,2}$, $0,95F_{y,2}$, $0,85F_{y,2}$ et $0,80F_{y,2}$. Comme on le mentionnait dans la revue de la littérature, la limite élastique des HSS peut varier de plus de 20% et une réduction de 20% ($0,80F_{y,2}$) est par le fait même raisonnable.

La figure 8-33 présente les résultats des quatre analyses de cette étude lorsqu'on impose un déplacement égal à $3\% h$ au niveau du toit. Sur la partie gauche de la figure 8-33, on montre le déplacement relatif des segments; sur la partie droite, on s'intéresse à l'effort axial qui se développe dans les différentes diagonales. Pour faciliter la comparaison, on a omis l'effort axial dans les diagonales du segment du bas et l'effort de compression est défini positif. Dans la figure 8-33a, toutes les diagonales ont la même limite élastique et les déformations inélastiques se développent initialement dans le segment du haut. Cette séquence de plastification diffère de celle adoptée en conception puisque la plastification débute dans le second segment. On peut noter aussi que les déplacements relatifs des segments 3, 4 et 5 sont semblables et se démarquent des déplacements subis dans les segments 1 et 2. Bien que le déplacement latéral du second segment demeure faible jusqu'à environ $1,4\% h$, toutes les diagonales comprimées ont flambé simultanément à $0,3\% h$. Les diagonales tendues des segments 3, 4 et 5 ont atteint la plastification simultanément, à environ $0,6\% h$, mais la plastification de la diagonale tendue dans le segment 2 est survenue seulement à $1,4\% h$. À partir de ce déplacement, le déplacement relatif dans le cinquième segment stagne et l'on observe que les déformations inélastiques se propagent dans le second segment. Au même

moment, l'effort axial dans la diagonale comprimée du segment 2, qui était stable, diminue rapidement pour rejoindre celui présent dans les autres diagonales. Dans la même période, on observe un délai entre les segments 2 et 3 uniquement. En fait, on peut conclure que les segments 3, 4 et 5 ont agi comme un seul segment critique et que la propagation de la plastification s'est ensuite produite vers le bas, vers le segment 2. Ce comportement est très différent de celui supposé en conception. On peut penser que les déformations inélastiques se sont en fait amorcées dans le segment 5 car celui-ci est un peu plus flexible que les segments 3 et 4 car l'extrémité des colonnes dans ce segment est articulée alors que les colonnes sont continues à leurs deux extrémités dans le segment 3 et 4.

En réduisant de 5% la limite élastique du second segment (figure 8-33c et d), on retrouve le modèle utilisé dans les ATNL. En observant les déplacements relatifs (figure 8-33c), on constate que la réduction de F_y dans le segment 2 a donné lieu à un comportement plus uniforme entre les segments 2, 3, 4 et 5, ces quatre segments formant un seul segment critique.

En réduisant davantage la limite élastique à $0,85F_{y,2}$ (figure 8-33e), puis $0,80F_{y,2}$ (figure 8-33g), on favorise le développement des déformations inélastiques dans le segment 2, qui devient critique, avant que ne s'amorce la plastification des diagonales tendues dans les segments 3 à 5. Toutefois, le CCSM retrouve son comportement initial à $1,5\% h$ ($0,85F_{y,2}$) et $1,8\% h$ ($0,80F_{y,2}$) lorsque le déplacement relatif du 5^e segment devient le plus élevé. Le segment 5 est éventuellement celui où se produit le plus grand déplacement latéral lorsque les diagonales ont plastifié en raison de la plus grande flexibilité des poteaux dans ce segment. Dans la figure 8-33f et la figure 8-33g, on peut facilement observer le délai dans l'atteinte de l'effort probable T_u dans les différents segments. Dans l'ordre, on a le segment 2, suivi du 3^e puis du 4^e et finalement par le 5^e. Cette séquence de plastification est celle qui est supposée dans la conception.

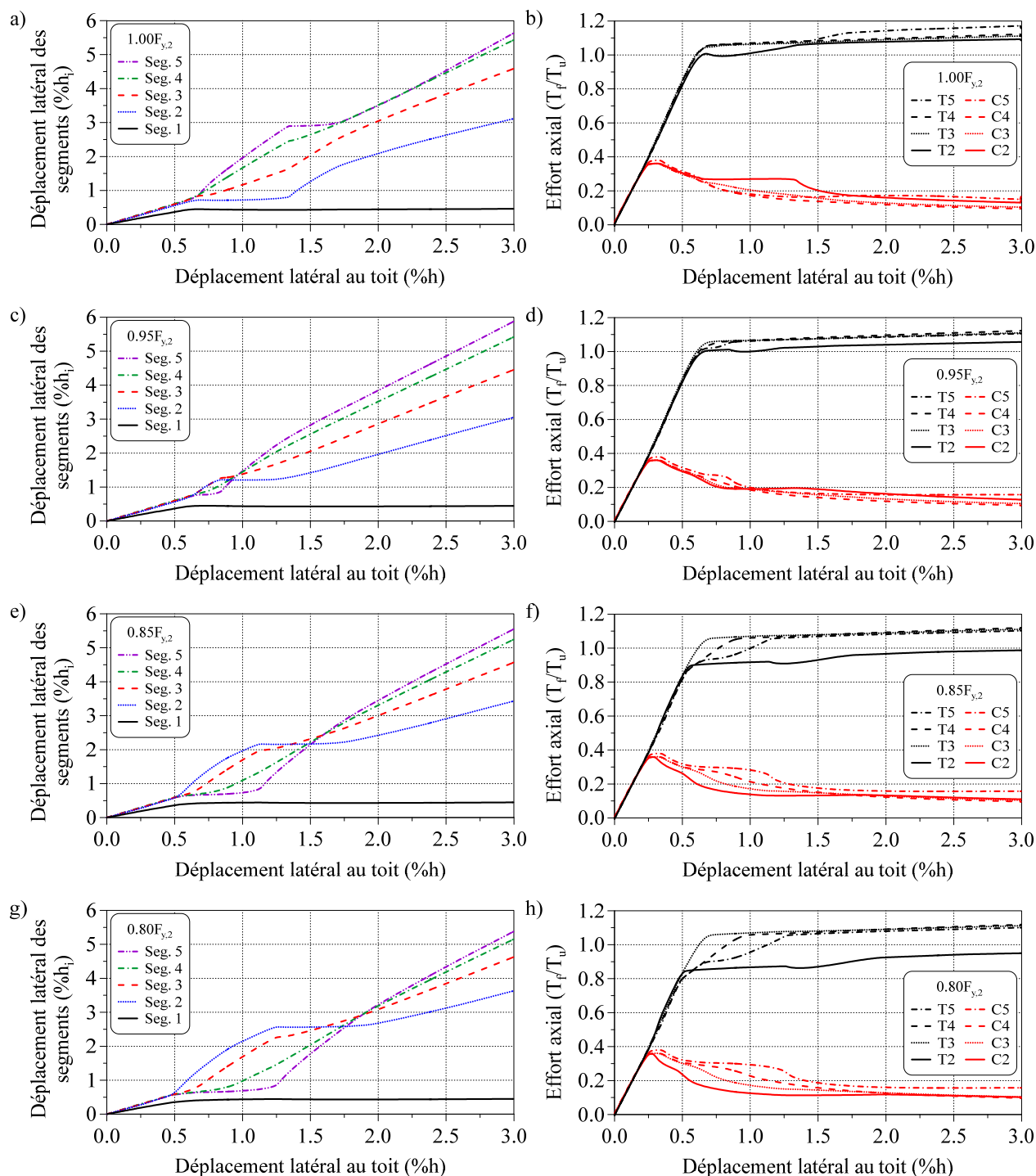


Figure 8-33: Résultats des analyses incrémentales non linéaires : a) déplacement latéral des segments ($1,0F_{y,2}$) ; b) effort axial dans les diagonales ($1,0F_{y,2}$) ; c) déplacement latéral des segments ($0,95F_{y,2}$) ; d) effort axial dans les diagonales ($0,95F_{y,2}$) ; e) déplacement latéral des segments ($0,85F_{y,2}$) ; f) effort axial dans les diagonales ($0,85F_{y,2}$) ; g) déplacement latéral des segments ($0,80F_{y,2}$) ; h) effort axial dans les diagonales ($0,80F_{y,2}$).

Dans la figure 8-33, on s'aperçoit que la réduction de la limite élastique dans le segment critique ne fait que retarder l'apparition du comportement inhérent à ce CCSM. Toutefois, avec la réduction de la limite élastique, on obtient pendant un certain temps le comportement supposé en conception avec des délais entre la plastification des diagonales dans les différents segments.

On a mis en graphique le moment de flexion se développant dans le poteau au sommet du premier segment (figure 8-34a) et la différence de cisaillement repris par les diagonales des segments 2 et 3 (figure 8-34b). Un point soulevé précédemment est qu'une diminution de la limite élastique dans le segment critique entraîne des déformations inélastiques plus importantes dans ce dernier et, par conséquent, des moments de flexion plus élevés dans les colonnes. C'est ce que l'on observe sur la figure 8-34a. Lorsque les diagonales comprimées flambent ($0,5\% h$), le moment augmente rapidement lorsque l'on réduit de plus de 5% la limite élastique dans le segment critique. On peut également observer les faibles moments pour le cas $1,00F_{y,2}$, la raison étant que les déformations inélastiques se développent initialement dans le segment supérieur et se propage rapidement vers le bas par la suite, sans décalage. Ce scénario engendre évidemment moins de flexion dans les colonnes du premier segment.

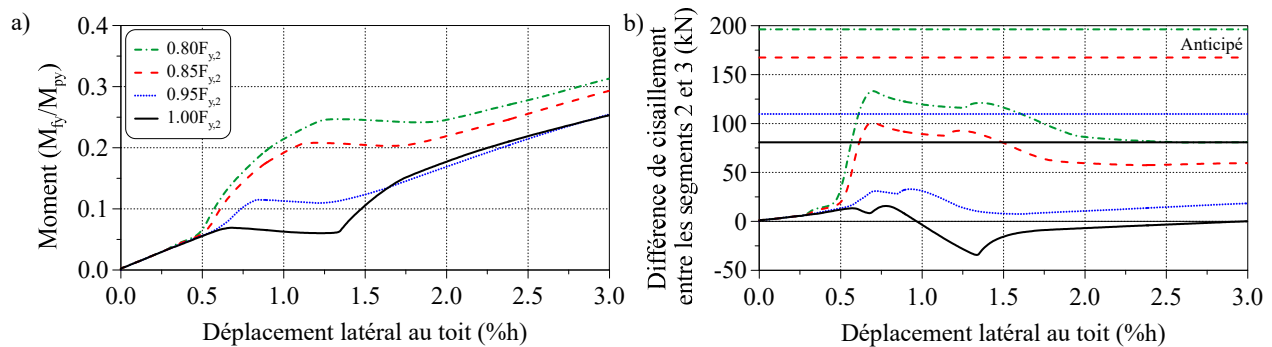


Figure 8-34: Comparaison des quatre limites élastiques : a) moment dans les colonnes du CCSM au sommet du premier segment ; b) différence de cisaillement entre les segments 2 et 3.

On observe la même tendance du côté de la différence de cisaillement. En effet, en forçant les déformations inélastiques dans le second segment, on augmente par le fait même la différence de cisaillement entre les segments 2 et 3. Le surplus est repris par les poteaux sous forme d'effort tranchant. L'augmentation des efforts de flexion dans la figure 8-34a est le résultat de l'augmentation de la différence de cisaillement entre les deux segments adjacents. La valeur

anticipée par la méthode de conception est également montrée sur la figure 8-34a et on remarque que l'on s'approche de cette valeur lorsque l'on diminue $F_{y,2}$ pour favoriser un comportement du CCSM qui correspond à celui supposé en conception.

Dans cette section, on a étudié la propagation et la séquence de la plastification des diagonales tendues pour un CC5S constitué de quatre segments identiques au-dessus d'un segment plus résistant. Pour ce type de structure, on a supposé dans la méthode de conception que le segment 2 était le segment critique et que la propagation des déformations inélastiques se ferait ensuite vers le haut, dans les segments offrant la même résistance. Une motivation pour ce scénario était qu'il induit des moments de flexion importants dans les segments de colonne situés dans le bas du CCSM, là où les efforts axiaux sont les plus importants. L'approche permettait ainsi une conception sécuritaire des colonnes. Les analyses ont démontré que pour ce type de CCSM, le segment supérieur est en fait celui qui sera naturellement le segment critique en raison de la rigidité moindre des colonnes dans ce segment, ceci lorsque la limite élastique des diagonales est comparable dans tous les segments. On observe aussi que la plastification des diagonales dans les segments 3, 4 et 5 se produisait de façon quasi simultanément. La plastification des diagonales tendues dans le segment 2 survient un peu plus tard, après que des déformations inélastiques en tension se soient développées dans les segments 3 à 5. Le scénario envisagé dans la méthode de conception peut se produire si on diminue de façon marquée la limite élastique des diagonales dans le deuxième segment. Toutefois, lorsque tous les segments supérieurs atteignent la plastification, on retrouve le comportement naturel à savoir que les déplacements se concentrent dans le cinquième segment. On peut penser que le même comportement se produit aussi dans les CCSM avec quatre segments.

Pour ces structures, la méthode de conception est donc du côté de la sécurité car elle résulte en des moments de flexion importants dans les segments inférieurs des colonnes alors que le comportement naturel de ces structures donne lieu à des moments de plus faible amplitude qui sont concentrés dans le haut de la structure, là où les efforts axiaux sont moindres. Des études additionnelles sont requises pour proposer des critères pour déterminer si le scénario reflétant le comportement des CCSM observé dans les ATNL peut être utilisé de façon sécuritaire pour la conception des structures. Dans l'interim, il est recommandé d'appliquer la méthode de conception telle que proposée dans le mémoire.

8.7 Étude de l'impact des colonnes gravitaires

La dernière partie de ce chapitre vise à étudier l'impact des colonnes gravitaires sur la conception des CCSM. Pour ce faire, on a réalisé des analyses statiques incrémentales non linéaires comme décrites à la section 8.6 avec (AP) et sans (SP) les colonnes gravitaires et en modifiant la limite élastique F_y des diagonales du segment critique anticipé (second segment à partir du bas). La structure CC5S à Montréal de la section 8.6 est examinée. Les sections d'acier de la structure sont identiques et le profilé d'acier des colonnes gravitaires est un W460x144. On va utiliser l'effort axial dans les lisses reliant des colonnes gravitaires au CCSM pour évaluer l'importance de la contribution des colonnes gravitaires, un effort plus important signifiant une mobilisation plus importante des colonnes gravitaires. On va aussi analyser les efforts de flexion qui se développent dans les deux types de poteaux.

Les résultats des analyses incrémentales sont présentés à la figure 8-35. Sans surprise, on note que l'effort axial dans la lisse augmente lorsque l'on diminue $F_{y,2}$ car les colonnes gravitaires sont mobilisées davantage lorsque les déformations latérales du CCSM se concentrent davantage dans le segment 2. Pour cette structure, l'effort axial est maximum au moment de l'initiation de la plastification des diagonales tendues, ce qui était aussi attendu, et les valeurs de pointe sont égales à 19 kN, 60 kN et 78 kN lorsque l'on spécifie 0,95, 0,85, et 0,80 $F_{y,2}$, respectivement, dans l'analyse. Ces résultats concordent avec ceux de la figure 8-34a où le moment dans la colonne du CCSM au sommet du premier segment augmentait lorsque la limite élastique $F_{y,2}$ était réduite. Sur la figure 8-34a, on a également ajouté la valeur de l'effort axial anticipée par la méthode de conception lorsque le déplacement au toit atteint 0,63% h , soit le point où la plastification est initiée dans une deuxième diagonale tendue (dans le segment 3). On observe que cette valeur se retrouve sur la ligne verte qui correspond à la modélisation avec 0,80 $F_{y,2}$.

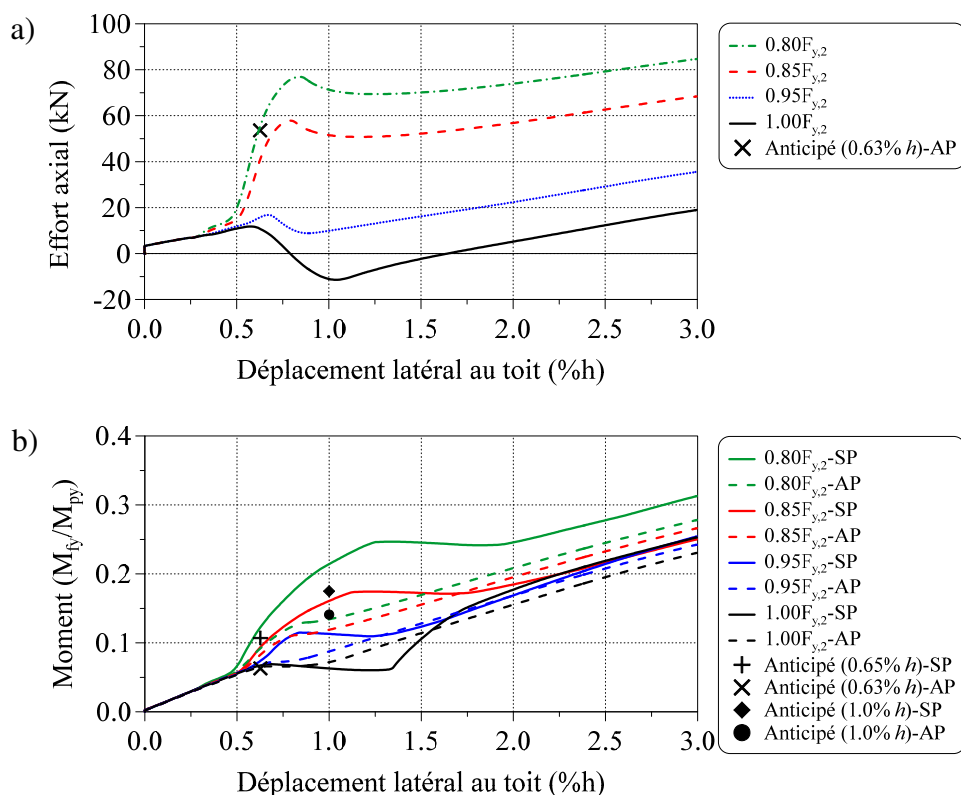


Figure 8-35: Impact des colonnes gravitaires sur le comportement du CCSM : a) effort axial dans la lisse horizontale inférieure reliant les deux types de colonnes ; b) moment dans les poteaux du CCSM au sommet du premier segment.

La figure 8-35b montre le moment fléchissant dans le poteau comprimé du CCSM au sommet du premier segment. Dès que l'on réduit de plus de 5% la limite élastique des diagonales dans le segment 2, les colonnes gravitaires diminuent le moment de flexion dans des colonnes du CCSM. Ceci s'explique par une augmentation de la rigidité latérale des segments, ce qui réduit les variations des déplacements latéraux dans les différents segments : les colonnes gravitaires contribuent à uniformiser la distribution des déplacements dans les segments, comme on peut le voir à la figure 8-36 pour le cas $1,0F_{y,2}$. De plus, la diminution du moment de flexion dans les colonnes du CCSM est plus importante lorsque la réduction de la limite élastique est plus prononcée dans le segment critique. Dans la figure 8-35b, on a aussi ajouté les moments de flexion anticipés à un déplacement latéral de 0,63% h . Pour un modèle sans les colonnes gravitaires, la valeur anticipée se situe entre celles obtenues des analyses avec 0,80 et 0,85 $F_{y,2}$. Pour le cas AP, on remarque que la réduction anticipée est plus grande que ce qui a été obtenu de l'analyse. En

effet, le moment de flexion au sommet du premier segment varie de $0,11M_{py}$ à $0,063M_{py}$ pour la méthode de conception et de $0,13M_{py}$ à $0,097M_{py}$ pour une analyse avec $0,80F_{y,2}$. On peut expliquer cette différence par les différences entre les modèles *OpenSees* et le modèle d'analyse utilisé pour la conception, comme déjà discuté.

Dans la figure 8-35b, on note que l'ajout des colonnes gravitaires peut donner lieu à des moments de flexion plus grands dans les colonnes du CCSM lorsque la limite élastique est identique dans toutes les diagonales ($F_{y,2} = 1,0$), ceci dans la plage de déplacement au toit comprise entre 1,0% à 1,5%. Il s'agit d'une conséquence négative et opposée à l'effet positif sur les moments dans les colonnes du CCSM qui est généralement observé lorsque l'on ajoute les colonnes gravitaires. Ce résultat vient probablement du fait que les colonnes gravitaires initient des déformations plus rapidement dans le segment 2 du CCSM, comme on peut le voir en comparant la figure 8-36a à la figure 8-36b. Le déplacement latéral relatif dans le segment 2 devient plus grand que celui dans le segment 1, ce qui crée de la flexion dans la partie inférieure des colonnes du CCSM. Sans les colonnes gravitaires, le déplacement latéral relatif dans les segments 1 et 2 demeure comparable jusqu'à un déplacement d'environ 1,3% h sur la figure 8-36a, ce qui retarde le développement des moments dans le premier segment des colonnes du CCSM. On a indiqué sur la figure 8-35b le moment utilisé pour la conception des poteaux. On remarque qu'en suivant la méthode de conception proposée que cet effet négatif des colonnes gravitaires est sans conséquence. En effet, les prédictions de la méthode de conception sont supérieures à un déplacement latéral au toit de 1,0% h comparativement aux analyses avec $1,0F_{y,2}$.

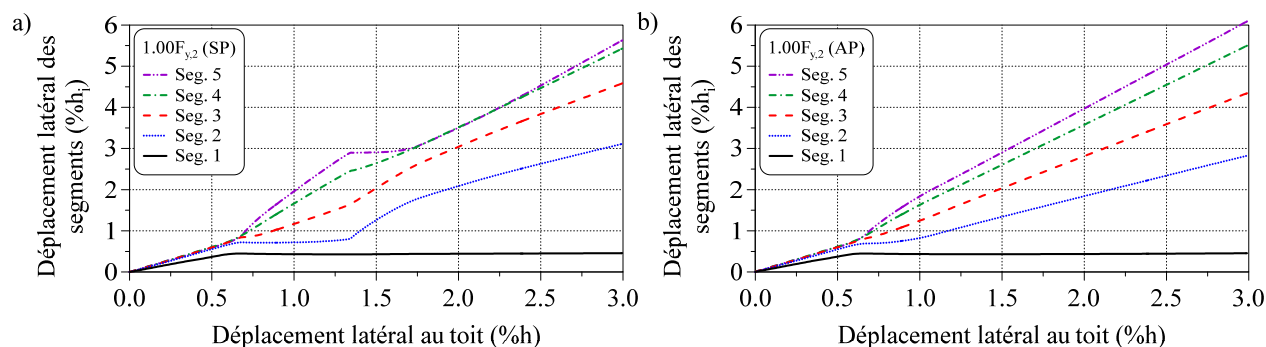


Figure 8-36: Déplacement latéral relatif des segments avec $1,0F_{y,2}$: a) modèle sans les colonnes gravitaires ; b) modèle avec les colonnes gravitaires.

8.8 Discussion

Dans ce chapitre, on a sélectionné un ensemble de structures provenant de l'étude paramétrique afin de les soumettre à des analyses temporelles non linéaires et vérifier la fiabilité de la méthode de conception. Une partie des bâtiments étaient localisés à Montréal tandis que d'autres étaient à Vancouver. Le chapitre débute par la sélection des bâtiments suivie d'une description des mouvements sismiques et du modèle numérique utilisé pour les analyses. Pour le modèle numérique, on s'est attardé à la modélisation de l'assemblage poteau-bielle-diagonales de façon à bien caractériser les moments de flexion dans les poteaux.

On a commencé la présentation des résultats par une discussion sur les problèmes de convergence qui ont été rencontrés dans les analyses et sur la fiabilité des résultats quant à l'évaluation de la stabilité des colonnes du CCSM. On a ensuite présenté les résultats obtenus des analyses pour Montréal et Vancouver. La discussion a surtout porté sur la capacité de prédire le comportement sismique des CCSM avec la méthode de conception proposée. Pour chacun des deux sites, les valeurs moyennes des prédictions de la méthode de conception et des résultats des analyses montrent que la méthode prédit généralement bien, et surestime dans la majorité des cas, la sollicitation médiane obtenue des analyses. Pour chacun des paramètres de réponse examinés, on peut tirer les conclusions suivantes :

- **Déplacements latéraux au toit.** Les déplacements latéraux au toit médians obtenus des analyses sont tous en dessous de la limite de $2,5\% h$ du CNBC 2015. Les valeurs médianes variaient entre $0,41$ et $0,66\% h$ pour les structures de Montréal et entre $0,60$ et $1,05\% h$ pour celles de Vancouver. En général, la valeur de $R_d R_o \Delta_e$ du CNBC correspond très bien aux valeurs médianes des analyses, avec des rapports moyens de $1,06$ et $0,98$ pour Montréal et Vancouver.
- **Déplacements relatifs des segments.** Sous un séisme, des déformations inélastiques importantes peuvent se développer dans les segments des CCSM. Dans les analyses, on a obtenu des déplacements relatifs médians dans les segments critiques qui variaient entre $0,31$ et $0,88\% h_i$ pour les structures de Montréal et entre $0,67$ et $1,83\% h_i$ pour les CCSM de Vancouver. Les hypothèses adoptées dans la méthode de conception proposée ont mené à des déplacements relatifs plus grands dans la majorité des cas, avec des rapports moyens de $1,16$ et $1,41$ pour Montréal et Vancouver. Dans tous les cas traités, la valeur maximum

observée était de 3,8% dans une structure CC3S à Vancouver. Aucun flambement de poteau n'a été observé pour cette structure.

- **Flambement des colonnes des CCSM.** La stabilité des différents segments de poteau des CCSM a été examinée pour tous les séismes. Les interactions médianes des analyses variaient respectivement entre 0,66 et 0,99 pour les structures de Montréal et 0,60 et 1,00 pour celles de Vancouver. L'effet combiné de l'effort axial et du moment fléchissant prédit par la méthode de conception était dans la majorité des cas supérieur à celui obtenu dans les analyses, avec des rapports moyens de 1,09 et 1,17 pour Montréal et Vancouver. Pour le CC3S dont le déplacement relatif des segments a atteint la valeur maximale, l'effet combiné de l'effort axial et du moment de flexion a mené à une interaction de 1,22. Les analyses n'ont révélé aucun flambement des colonnes des CCSM.
- **Nombre de segments avec diagonales ayant atteint la plastification.** La plastification en tension des diagonales est plus étendue à Vancouver qu'à Montréal, comme cela était prédit par la méthode de conception. En général, la méthode a prédit le bon nombre ou un segment de plus que ce qui a été obtenu des analyses. Sur les 132 cas (12 bâtiments x 11 séismes) considérés à Montréal, il n'y a eu que 5 cas où l'on a observé davantage de segments avec plastification de la diagonale tendue que le nombre prédit. Pour les structures de Vancouver, ce sont 192 cas sur 528 où la plastification de la diagonale tendue a été observée dans un plus grand nombre de segments que celui prédit à la conception. De plus, à Vancouver, les diagonales de tous les segments du CCSM ont atteint la plastification en tension sous 19 séismes.
- **Propagation de la plastification des diagonales.** Pour les CC3S où il y a eu plastification et propagation de la plastification des diagonales, la séquence de plastification a été celle prédite par la méthode de conception. Pour les CC4S et CC5S, les analyses ont révélé une initiation de la plastification dans le dernier segment suivie, dans certains cas d'une plastification quasi simultanée de la plastification dans tous les segments sauf le premier. Ce scénario serait prévisible pour les structures étudiées ici où tous les segments au-dessus du premier segment étaient identiques et plus faibles que le premier segment, ceci parce que les colonnes sont moins rigides en flexion dans le dernier segment. Ce scénario diffère et est moins sévère que celui supposé dans la méthode de conception proposée. Les analyses

ont démontré que le scénario proposé pouvait tout de même se produire dans le cas où la limite élastique des diagonales variait de façon marquée (20%) entre les segments. Compte tenu de cette éventualité, on recommande de retenir la méthode de conception proposée jusqu'à ce que des données supplémentaires puissent permettre l'utilisation d'un scénario moins sévère.

- **Moments dans les colonnes du CCSM.** Les efforts de flexion dans les colonnes du CCSM au sommet du premier segment sont un paramètre important car ils servent à vérifier la stabilité des segments de colonne. Sous les séismes, les moments médians obtenus des ATNL variaient entre $3,65\%M_{py}$ et $10,9\%M_{py}$ pour les CCSM de Montréal et entre $6,58\%M_{py}$ et $33,0\%M_{py}$ pour ceux de Vancouver. Les moments prédits de la méthode de conception étaient généralement plus élevés que ceux obtenus des analyses. Les rapports moyens étaient 0,96 et 1,71 pour Montréal et Vancouver, respectivement.
- **Mobilisation des colonnes gravitaires.** La mobilisation des colonnes gravitaires était examinée à l'aide de l'effort axial présent dans les lisses horizontales liant les colonnes gravitaires au CCSM. Sous les séismes, on a obtenu des efforts axiaux moyens variant entre 1,8 et 11,31 kN pour les structures de Montréal et entre 13,0 et 56,6 kN pour Vancouver. Les hypothèses adoptées dans la méthode de conception ont favorisé une plus grande mobilisation des colonnes gravitaires. En effet, les rapports moyens pour Montréal et Vancouver étaient de 2,76 et 4,09. De plus, les moments prédits étaient dans la majorité des cas plus élevés, avec des ratios moyens de 1,62 et 1,73 pour Montréal et Vancouver.
- **Répartition des moments de flexion dans les deux types de colonnes.** Les résultats de la répartition des efforts de flexion entre les deux types de colonnes ont montré que les colonnes des CCSM reprenaient en moyenne entre 39,4% et 54,5% à Montréal et entre 56,9% et 75,6% à Vancouver des moments de flexion totaux. La méthode de conception prédisait toujours une portion un peu plus faible dans les colonnes du CCSM. En effet, les rapports entre les moments de flexion repris par les colonnes du CCSM et les colonnes gravitaires pour Montréal et Vancouver prédits lors de la conception correspondent à 89% et 95%, respectivement, des rapports obtenus des ATNL.

Finalement, les résultats présentés dans ce chapitre soulèvent une question importante dans ce projet de maîtrise : est-ce que la méthode de conception proposée permet d'avoir une conception

réaliste et sécuritaire ? À partir des différents paramètres de réponse étudiés ci-haut, à savoir le déplacement maximal au toit, le déplacement relatif maximal dans le segment critique, les efforts de flexion dans les colonnes du CCSM et l'interaction C-M dans le segment de poteau du premier segment le plus sollicité, on peut conclure que la méthode de conception permet d'obtenir des structures ayant un comportement sismique adéquat. Pour les CCSM comprenant plusieurs segments identiques pouvant être critiques, la méthode suppose que le segment critique est le segment de bas car il est jugé sécuritaire au niveau des efforts dans les colonnes du CCSM. Pour ces structures, d'autres scénarios ont été observés dans les analyses mais, dans la majorité des structures étudiées, les prédictions des différents paramètres de réponse de la méthode de conception proposée étaient plus élevées que les médianes des différents groupes de séismes. Pour les structures où des scénarios différents de celui adopté dans la conception ont été observés, les analyses ont montré que le scénario supposé pour la conception pouvait survenir si la limite élastique des diagonales variait sur la hauteur de la structure.

CHAPITRE 9 CONCLUSIONS

Ce projet de maîtrise consistait principalement à l'étude des contreventements concentriques en treillis à segments multiples (CCSM). Dans la norme CSA S16, on suggère de dimensionner les poteaux du CCSM en supposant que la plastification des diagonales tendues se produit dans un seul des segments. Cette façon de procéder est simple et directe, mais peut mener à une conception conservatrice lorsque la propagation de la plastification de la diagonale tendue se produira en réalité dans plus d'un segment. De plus, dans un grand nombre de structures avec CCSM, des colonnes gravitaires sont reliées aux colonnes des CCSM par des lisses horizontales placées à la hauteur de chaque segment. Dans ce cas, les colonnes gravitaires seront aussi fléchies si les déformations inélastiques des diagonales ne sont pas uniformes sur la hauteur de la structure. Cet aspect n'est pas traité dans la norme CSA S16 courante. On a donc élaboré une nouvelle méthode de conception qui considère :

- la propagation de la plastification de la diagonale tendue dans plus d'un segment ; et
- la contribution des colonnes gravitaires qui sont reliées au CCSM au moyen de lisses à la hauteur de chaque segment.

Une étude paramétrique a été réalisée sur un grand nombre de CCSM présentant différentes géométries et localisé dans deux régions sismiques différentes au Canada. L'étude a permis de mieux comprendre le comportement sismique des CCSM et de développer une méthode permettant de prédire les efforts dans les colonnes en tenant compte des scénarios attendus des déformations inélastiques dans les diagonales. La méthode utilise l'analyse matricielle des structures avec prise en compte de la rigidité réduite des diagonales qui sont en régime inélastique. Pour chaque CCSM à l'étude, on a effectué le dimensionnement en considérant deux cas pour la reprise des efforts de flexion dans les colonnes : efforts entièrement repris par les colonnes du CCSM et efforts partagés entre les colonnes du CCSM et les colonnes gravitaires.

Une autre partie du projet de maîtrise a été consacrée à l'expérimentation de quatre poteaux W250x101 de 4 m de hauteur soumis à différentes sollicitations provoquant le flambement en flexion pure ou en flexion-torsion. Les résultats des essais ont été comparés à ceux de logiciels par éléments finis dans le but de vérifier la prédiction des modèles numériques. Pour les deux premiers essais, un effort axial de compression monotone a été appliqué jusqu'à la rupture. Le protocole

comprenait aussi un cycle de chargement dans la zone post-flambement. Deux conditions d'appuis différentes ont été considérées au sommet pour les rotations : rotations empêchées pour le premier poteau et rotations libres au sommet pour le second. Dans les deux cas, les déplacements horizontaux étaient empêchés au sommet des poteaux et la base de chaque poteau était encastree. Pour les deux autres essais, on a opté pour un protocole de rotations cycliques qui était appliqué à la suite d'un effort axial de compression et d'un déplacement latéral. La rotation et le déplacement étaient appliqués dans une direction provoquant de la flexion autour de l'axe fort de la section pour l'essai 3 et autour de l'axe faible pour le dernier essai.

9.1 Résultats de l'étude expérimentale

Dans cette première partie, on présente les conclusions de la phase expérimentale du mémoire. Plus précisément, on revient sur les différentes mesures et caractérisations, la formulation des modèles numériques ainsi que les résultats des quatre essais.

9.1.1 Mesures et caractérisations

Pour chaque essai, on a effectué une série de mesures afin de définir la géométrie de la section d'acier et le profil des défauts de rectitude. Ces défauts ont été mesurés selon les axes fort et faible du profilé. Pour simplifier la formulation des modèles numériques, on a adopté les hypothèses suivantes :

- Les défauts de rectitude selon l'axe fort du poteau ont été posés égaux à la moyenne des mesures réalisées sur les deux semelles ; et
- La géométrie des deux semelles a été supposée identique (selon le tableau 3-8, l'épaisseur des semelles varie d'un millimètre (5%) (spécimens 3 à 6)).

Dans la réalité, le profil des défauts de rectitude et les dimensions des deux semelles peuvent varier à la suite du procédé de laminage. De plus, les mesures prises avec la station totale ont une certaine marge d'erreur. Les hypothèses adoptées pour les modèles numériques peuvent donc avoir un impact lorsque l'on compare les résultats d'un essai à ceux provenant de modèles numériques.

On a également caractérisé le profil des contraintes résiduelles à partir d'un spécimen témoin du poteau. Les résultats de ce processus n'ont pu être appliqués intégralement car certaines des

mesures ont été remises en question car elles ne correspondent pas aux valeurs attendues pour le profil examiné. Ainsi, on a dû faire les corrections suivantes :

- Pour l'une des deux semelles, les mesures ont été rejetées et l'on a utilisé les valeurs adoptées pour l'autre semelle ;
- Pour l'autre semelle, les mesures sur une moitié de la semelle ont été rejetées et l'on a adopté les mesures effectuées sur l'autre moitié de la semelle ; et
- Pour l'âme, un profil théorique respectant les critères d'équilibre des forces axiales a été adopté.

Pour évaluer l'effet de ces modifications, on a étudié l'effet des contraintes résiduelles sur la résistance en compression du poteau W250x101 testé à l'aide de simulations numériques. Pour l'élanement des poteaux étudiés ($KL/r_y = 30,5$), l'étude a montré que l'influence des contraintes résiduelles sur la charge de flambement était très faible comparativement à un modèle sans contraintes résiduelles (-2,1%), ce qui suggère que les incertitudes sur les contraintes résiduelles n'ont pas affecté de façon significative les prédictions numériques.

À partir des essais de traction sur les éprouvettes provenant des semelles et de l'âme, on a obtenu une limite élastique moyenne de 399 MPa pour la section (402 MPa pour l'âme et 398 MPa pour les semelles). Les essais ont révélé que le laminage des profilés avait probablement modifié le comportement en traction de l'acier de l'âme et des semelles. En effet, pour les semelles, la limite élastique était facilement observable entre le comportement élastique initial et le plateau plastique alors que pour l'âme, la transition entre les deux segments était progressive avec les déformations qui augmentaient graduellement jusqu'au plateau plastique. De plus, l'allongement à la rupture était plus élevé pour les échantillons provenant des semelles.

9.1.2 Modèles numériques *OpenSees* et *Abaqus*

La formulation des modèles numériques est relativement semblable pour les logiciels *OpenSees* et *Abaqus*. Des éléments fibres ont été employés dans le logiciel *OpenSees* tandis que des éléments *Shell* à quatre nœuds (S4) ont été choisis dans le logiciel *Abaqus*. La grande différence se situe au niveau de la caractérisation du matériau de l'acier. Pour une calibration conforme, on doit connaître le type de chargement imposé au poteau. Dans le cas d'un chargement monotone, on peut noter les points importants suivants :

- Le matériau *Steel02* du logiciel *OpenSees* simplifie le comportement réel d'un essai de traction en deux asymptotes dont l'une représente le domaine élastique et la seconde le domaine inélastique. La valeur des paramètres a été obtenue de façon à obtenir la même aire sous les courbes expérimentales et numériques ;
- Le matériau *Steel4* du logiciel *OpenSees* permet de reproduire plus précisément la courbe contrainte-déformation, mais nécessite une optimisation des paramètres ; et
- Le matériau *Isotropic hardening* du logiciel *Abaqus* est conseillé pour un chargement monotone. L'utilisateur entre manuellement les valeurs mesurées lors des essais de traction. Il faut toutefois convertir les contraintes et déformations en valeurs réelles.

Par contre, lorsqu'une sollicitation cyclique est anticipée, les essais de traction ne suffisent pas à bien définir le comportement plastique du matériau et des essais cycliques sur des éprouvettes doivent être réalisés. Ces essais ne sont pas faciles à réaliser et requièrent beaucoup de temps. On a donc utilisé les résultats d'essais cycliques réalisés sur un matériau similaire. Pour une calibration des propriétés d'un matériau soumis à une sollicitation cyclique, il faut retenir que :

- La calibration demande du temps et du jugement ;
- Pour les matériaux disponibles dans le logiciel *OpenSees*, il faut établir des bornes sur les valeurs des paramètres lors de la calibration. Pour ce faire, une bonne connaissance de la théorie du comportement cyclique du matériau est requise ;
- On doit vérifier le modèle du matériau pour différentes sollicitations qui ont été imposées à des éprouvettes d'acier ;
- Le matériau *Steel02* surestime parfois les contraintes, situation qui n'a pas été observée pour le matériau *Steel4* ;
- Les deux matériaux utilisés dans le logiciel *OpenSees* ne sont pas adaptés pour une sollicitation imposant une dérive progressive ; et
- Dans le logiciel *Abaqus*, la valeur des paramètres de l'écrouissage isotrope (Q_∞ et b) est ajustée pour reproduire les mesures de l'essai cyclique.

Finalement, il est important de retenir certaines limitations de ces logiciels :

- L'utilisation des fibres dans le logiciel *OpenSees* ne permet pas de simuler le voilement local ;
- Un flambement en flexion-torsion n'est pas possible dans le logiciel *OpenSees* ;
- Il peut être difficile de choisir parmi les matériaux disponibles celui qui est le plus approprié aux besoins de l'étude ; et
- Avec le logiciel *Abaqus*, il n'est pas facile d'imposer des défauts de rectitude selon les deux axes principaux d'une section d'acier en I. L'utilisateur doit modifier manuellement la position de tous les nœuds et créer un nouveau modèle.

9.1.3 Résultats de l'essai 1 : Quasi statique E-E

Au chapitre 5, on a analysé les résultats des différents essais en plus de les comparer à la prédiction des modèles numériques. Le premier essai était un test statique pour lequel un protocole de déplacement axial monotone était appliqué, avec un cycle de chargement dans le segment post-flambement. Le flambement s'est produit en flexion autour de l'axe faible à une charge axiale de 5351 kN. Pour cet essai, on a imposé des conditions d'appuis reproduisant un encastrement au sommet du poteau dans les modèles. Les résultats ont montré que :

- La charge de flambement a pu être prédite correctement par les logiciels d'éléments finis *OpenSees* (5057 kN avec le matériau *Steel02* et 5052 kN avec le matériau *Steel4*) et *Abaqus* (5083 kN). Une valeur moyenne de 5064 kN a été obtenue des différentes modélisations (-5,4%). La résistance nominale de 4858 kN (-4,1%) calculée avec la norme CSA S16 est sécuritaire ;
- Le comportement de la colonne dans le cycle en régime post-flambement a été bien reproduit par les différentes modélisations ; et
- Les prédictions de l'effort de flexion selon l'axe faible de la section ainsi que du déplacement latéral à mi-hauteur de la colonne ont été excellentes.

Lors de cet essai, une petite partie de la force axiale mesurée provenait du frottement dans le système de chargement. À partir d'essais réalisés sur un autre poteau, on a observé que ce frottement dépendait de la charge axiale appliquée sur la colonne. Pour la charge de flambement

mesurée dans le premier essai, une force axiale de frottement de 145 kN (2,6%) a été estimée et retirée des mesures effectuées.

Pour cet essai, on a également calculé l'interaction entre l'effort axial et le moment de flexion selon l'axe faible du poteau. Au moment du flambement, un effort de flexion égal à $0,13M_{py}$ a été mesuré au sommet du poteau. Ce moment de flexion était combiné à un effort axial supérieur à la résistance nominale de la section ($1,02AF_y$). Avant la rupture, la combinaison d'efforts $0,67C_n$ et $1,03M_{py}$ a été atteinte. Pour le poteau à l'étude, les résultats ont montré que les équations d'interactions des normes canadienne et américaine sont conservatrices.

9.1.4 Résultats de l'essai 2 : Quasi statique E-A

Pour l'essai 2, les rotations étaient libres de se produire selon les axes faible et fort de la section d'acier au sommet de la colonne. Les déplacements latéraux au sommet étaient cependant empêchés. Pour ces conditions, on anticipait une charge de flambement inférieure à celle obtenue du premier essai. Ainsi, les simulations numériques *OpenSees* prédisaient une réduction de 7,9%. Le flambement s'est produit en flexion autour de l'axe faible à une charge mesurée de 5345 kN, soit une charge semblable à celle obtenue lors du premier essai. On a attribué ce comportement au frottement dans le système de chargement car une faible résistance aux rotations peut donner une condition proche d'un encastrement jusqu'au moment où le flambement se produit. On a pu reproduire le comportement observé lors de l'essai et la charge de flambement mesurée en ajoutant un élément de type *ressort* en rotation au sommet du poteau dans le modèle élaboré avec le logiciel *OpenSees*. On a attribué à cet élément un comportement élastique-plastique dont la rigidité et la résistance ont été basées sur les mesures obtenues des essais de caractérisation de la friction dans le système. L'ajout de cet élément a permis d'augmenter la charge de flambement des modélisations *OpenSees* de 4660 kN à 4900 kN, soit un gain de 5,2%.

9.1.5 Essais 3 et 4 : Quasi statique à chargement cyclique

Pour les deux derniers essais, on a d'abord appliqué une charge de compression égale à 90% (essai 3) et à 80% (essai 4) de la charge de flambement obtenue d'un modèle *Abaqus*. Dans cette analyse, on avait utilisé la limite élastique fournie par le fabricant de 435 MPa, les défauts de rectitude théorique avec une amplitude maximale de $L/1000$ et les conditions d'appuis de l'essai 1. Cette charge était maintenue constante pendant tout l'essai. On a ensuite imposé au sommet de la colonne

un déplacement latéral suivi d'un protocole de rotations cycliques d'amplitude croissante. Le déplacement latéral et les rotations ont été appliqués pour induire de la flexion selon l'axe fort et l'axe faible de la colonne, respectivement, pour les essais 3 et 4. Les principales conclusions sont les suivantes :

- Dans l'essai 3 (colonne sollicitée en flexion autour de son axe fort), le flambement s'est produit en flexion-torsion durant les cycles de rotation, combiné avec un flambement en flexion autour de l'axe fort. Dans l'essai 4, un flambement en flexion autour de l'axe faible a été observé dans les cycles de rotation ;
- Sous la charge axiale près de la charge nominale de flambement, les deux colonnes ont pu supporter de grandes déformations inélastiques avant l'atteinte d'une instabilité. Avec un déplacement latéral correspondant à $2,5\% h$ (100 mm), une rotation maximale respective de 0,034 rad. selon l'axe fort et de 0,035 rad. selon l'axe faible a été atteinte juste avant le flambement par les colonnes des essais 3 et 4 ;
- Le respect des limites d'élancements des parois pour une section de classe 1 a permis de retarder le voilement local. Ce type d'instabilité ne s'est manifesté que lors du flambement global des spécimens, aux extrémités et à la mi-hauteur et principalement dans les semelles des profilés ;
- Les simulations numériques avec le logiciel *Abaqus* ont prédit les modes de flambement observés dans les deux essais. Le modèle *OpenSees* n'a pu prédire qu'un flambement en flexion. Avec les deux logiciels, les ruptures par flambement se sont produites plus tôt que celles observées dans les essais ;
- Les simulations numériques ont permis de bien prédire la dégradation de la résistance axiale de la colonne dans les deux derniers essais, mais le raccourcissement de la colonne a été plus prononcé dans les simulations numériques ; et
- À chaque cycle de rotation des essais 3 et 4, les colonnes ont pu supporter un moment de flexion en combinaison de la charge axiale appliquée qui était supérieur à la valeur limite prédite par les équations d'interaction données dans les codes d'acier canadien et américain.

9.2 Conception parasismique des contreventements concentriques en treillis à segments multiples combinés aux poteaux gravitaires

Au chapitre 6 et au chapitre 7, on a présenté une nouvelle méthode de conception des CCSM permettant de tirer avantage de la propagation possible de la plastification des diagonales tendues sur plusieurs segments et de la contribution des colonnes gravitaires liées au CCSM au moyen de lisses à la hauteur de chaque segment. La méthode est une extension des méthodes développées dans les études antérieures. Elle débute par la conception des diagonales pour résister aux charges sismiques et la conception des bielles intermédiaires pour reprendre l'effort de compression maximum pouvant se développer lorsque les diagonales sont en régime inélastique. Une première conception des poteaux du CCSM est effectuée pour l'effort de compression maximum prévu lorsque les diagonales atteindront leur résistance probable en compression C_u et en tension T_u simultanément dans tous les segments. Les poteaux gravitaires sont ensuite conçus pour les effets des charges de gravité et de vent.

On simule ensuite une analyse statique incrémentale non linéaire de la structure dans laquelle on augmente graduellement le déplacement latéral au sommet des CCSM jusqu'à atteindre le déplacement latéral maximum anticipé de la structure. On suppose que les diagonales comprimées flambent dans tous les segments du CCSM et qu'elles peuvent ensuite supporter un effort égal à leur résistance probable en compression, C_u . La plastification des diagonales tendues débute éventuellement dans le segment qui offre la résistance probable à l'effort tranchant la plus faible sur la hauteur du CCSM. On suppose que ce segment, désigné segment critique, subit alors un déplacement latéral plus important et que l'effort dans la diagonale comprimée diminue de C_u à C'_u alors que l'effort dans la diagonale tendue demeure égal à sa résistance probable en tension, T_u . Si le déplacement latéral visé est suffisamment important, la plastification d'une seconde diagonale tendue se produit dans un autre segment. À ce moment, les efforts dans les diagonales tendues et comprimées dans ce segment sont supposés égaux à C_u et T_u , respectivement. Lorsque la deuxième diagonale tendue est sur le point de plastifier, il y a un déséquilibre de l'effort tranchant repris par les diagonales dans les deux segments adjacents et ce sont les poteaux qui doivent reprendre la différence entre ces efforts tranchants. La propagation de la plastification dans les diagonales tendues peut se répéter jusqu'à ce que le déplacement latéral anticipé de la structure soit atteint. Dans la méthode de conception proposée, on fait 2 suppositions importantes : 1) si plusieurs

segments identiques peuvent être les segments critiques, le dimensionnement des éléments est réalisé en supposant que le segment critique est celui situé le plus bas dans le CCSM ou le segment juste au-dessus, et 2) la propagation de la plastification des diagonales tendues se produit dans le segment situé immédiatement au-dessus de celui où la dernière plastification s'est produite.

Dans la méthode proposée, le calcul des déformations et des efforts axiaux et moments de flexion dans les poteaux se fait à chaque initiation de la plastification dans une diagonale tendue. Le calcul peut se faire avec la méthode des forces (chapitre 6) ou la méthode d'analyse matricielle des structures (chapitre 7). Dans le second cas, on considère une rigidité nulle aux diagonales qui ont flambé ou atteint la plastification. L'analyse tient compte de la contribution des colonnes gravitaires à résister aux efforts de cisaillement devant être repris par les colonnes lorsque l'effort tranchant repris par les diagonales des deux segments adjacents n'est plus en équilibre. La répartition des efforts entre le CCSM et les colonnes gravitaires se fait selon le nombre et le moment d'inertie respectif des deux types de poteaux. Au fur et à mesure de l'analyse, la section des poteaux est modifiée pour résister aux efforts qui ont été déterminés. La méthode de conception a été entièrement intégrée dans l'outil de calcul Excel.

La méthode a ensuite été utilisée pour la conception d'un ensemble de 320 CCSM pour étudier l'interaction entre les CCSM et les colonnes gravitaires, à savoir dans quelle mesure la contribution des colonnes gravitaires pouvait affecter le comportement des CCSM, incluant le choix des poteaux du CCSM, et si les colonnes gravitaires devaient être renforcées pour résister aux efforts de flexion qui leur sont imposés. La conception des structures a été réalisée deux fois : sans et avec la contribution des colonnes gravitaires. Les résultats de cette étude ont démontré que :

- Les colonnes gravitaires réduisent les efforts de flexion que doivent reprendre les colonnes du CCSM ;
- Le facteur de concentration des déplacements latéraux (FCD), le rapport entre le déplacement latéral relatif maximum dans tous les segments et le déplacement relatif du CCSM est toujours réduit lorsque les colonnes gravitaires sont considérées ;
- Pour certaines structures, les colonnes gravitaires favorisent la propagation de la plastification dans un plus grand nombre de diagonales tendues comparativement à une conception sans la contribution des colonnes gravitaires. En effet, les colonnes gravitaires amènent une rigidité en flexion supplémentaire au CCSM, ce qui réduit le déplacement au

toit requis pour propager la plastification de la diagonale tendue dans un plus grand nombre de segments. D'un autre point de vue, les diagonales dans les segments dont la diagonale tendue n'est pas plastifiée doivent compenser l'effort tranchant supplémentaire apporté par les colonnes gravitaires. Les diagonales tendues dont l'effort de traction avoisinait la résistance probable T_u dans une conception sans la contribution des colonnes gravitaires sont donc susceptibles de plastifier dans un plus grand nombre de segments ;

- Les combinaisons d'efforts avec la charge de vent gouvernent toujours la conception des colonnes gravitaires, même en considérant les moments de flexion induits par le CCSM avec l'effet des séismes ;
- À Montréal, 80% des bâtiments n'ont pas atteint la plastification en traction. La plastification de la diagonale tendue se limite à un segment dans les 20% des bâtiments restant. À Vancouver, l'effet des séismes induit toujours des déformations inélastiques dans les CCSM. En effet, dans 87% des cas, la plastification de la diagonale tendue se limite à un segment. Toutefois, la plastification de la diagonale tendue se propage dans un deuxième segment dans 11% des cas et dans un troisième segment dans 2% des cas ;
- À Montréal, le cisaillement des diagonales sous les combinaisons $C_u + T_u$ et $C'_u + T_u$ est limité par la force sismique calculée avec $R_d R_o = 1,3$ dans 73% des CCSM. Les diagonales de ces CCSM sont probablement surdimensionnées à cause des limites qui leur sont imposées par la norme CSA S16 ; et
- Dans tous les CCSM étudiés, il y a toujours au moins une diagonale tendue qui n'est pas plastifiée lorsque le déplacement anticipé de la structure est atteint.

À ce jour, la norme CSA S16 ne mentionne pas qu'un ingénieur peut tirer avantage de la contribution des colonnes gravitaires lorsque des lisses les relient à un CCSM à la hauteur des segments. Comme les effets des charges de gravité et de vent contrôlent habituellement le dimensionnement des colonnes gravitaires, l'ingénieur peut déterminer d'abord la section des colonnes gravitaires et, avec la section des diagonales, peut optimiser les colonnes du CCSM avec les équations données au chapitre 6.

9.3 Analyses temporelles non linéaires

À la suite de l'étude paramétrique, 14 bâtiments ont été sélectionnés afin d'étudier leur comportement sismique au moyen d'analyses dynamiques temporelles non linéaires avec le logiciel *OpenSees*. Des bâtiments conçus pour les deux sites (Montréal et Vancouver) ont été retenus pour examiner l'influence sur le comportement des structures des différences dans les conceptions aux deux sites et des différences dans les mouvements sismiques anticipés aux deux sites. De plus, on a retenu les CCSM pour lesquels on anticipait des déformations inélastiques plus importantes. Deux séries d'analyses ont été effectuées : sans et avec les colonnes gravitaires dans les modèles. Les structures ont été soumises à plusieurs ensembles d'enregistrements sismiques représentant différentes sources sismiques ou différents scénarios magnitude-distance. La valeur médiane des paramètres de réponse (déplacements, moments de flexion, etc.) a été obtenue pour chaque ensemble et la plus grande des valeurs médianes a été retenue pour évaluer le comportement des structures. Les principaux résultats des analyses temporelles se résument comme suit :

- Le nombre de diagonales qui ont atteint la plastification en tension correspondait à la prédiction de la méthode de conception pour la majorité des bâtiments étudiés. Pour deux des bâtiments à Montréal, aucune des diagonales n'a atteint la plastification en tension sous le groupe de séismes. Pour l'un d'entre eux, c'était le scénario anticipé par la méthode de conception tandis qu'on prédisait la plastification des diagonales dans un segment pour l'autre. À Vancouver, les analyses sismiques ont souvent causé la plastification en tension des diagonales dans un plus grand nombre de segments que la prédiction. Pour 5 bâtiments situés à Vancouver, les diagonales de tous les segments ont atteint la plastification en tension simultanément sous quelques-uns des mouvements sismiques ;
- Le déplacement latéral relatif dans le segment critique est inférieur à la valeur anticipée par la méthode de conception pour 11 des 14 bâtiments. Sur l'ensemble des bâtiments, le ratio moyen entre les valeurs obtenues des analyses et de la méthode de conception était de 0,89 à Montréal et de 0,71 à Vancouver. Les trois structures où le déplacement anticipé a été dépassé sont des CC2S localisés à Montréal et des CC3S localisés à Vancouver ;
- Les efforts de flexion dans les poteaux correspondaient très bien aux valeurs prédites par la méthode de conception. Pour les 14 bâtiments. La moyenne des ratios entre les moments obtenus des analyses et les moments prédits était de 1,04 à Montréal et de 0,59 à Vancouver.

Dans seulement six des 14 bâtiments, les moments ont été légèrement supérieurs aux prédictions. Pour ces structures, le ratio moyen était de 1,19 à Montréal et de 1,22 à Vancouver ;

- La mobilisation des colonnes gravitaires a permis de réduire le déplacement latéral dans le segment critique et les moments de flexion dans les colonnes du CCSM. Par contre, les réductions observées étaient plus faibles que celles prédites par la méthode de conception. En moyenne, les ratios de la différence de déplacement latéral dans le segment critique entre un CCSM sans et avec la contribution des colonnes gravitaires obtenues des analyses et de la méthode de conception étaient de 1,64 à Montréal et de 0,39 à Vancouver. Les différences du déplacement latéral dans les segments critiques des ATNL entre une conception sans et avec la contribution des colonnes gravitaires sont faibles et explique les grands écarts. Les ratios moyens entre la différence des moments de flexion entre un CCSM sans et avec la contribution des colonnes gravitaires obtenues des analyses et de la méthode de conception étaient de -0,065 à Montréal et de 0,38 à Vancouver. L'augmentation des moments des colonnes des CCSM à Montréal est attribuable au CCSM de trois segments ;
- L'étude de l'interaction entre l'effort axial et le moment de flexion dans les colonnes du segment situé au bas des CCSM a démontré que ces colonnes sont relativement plus sollicitées en compression ou en traction, plutôt qu'en flexion. Pour la majorité des bâtiments, les deux combinaisons d'efforts de la norme CSA S16 ($C_u + T_u$ et $C'_u + T_u$) ont mené à des interactions plus élevées dans la méthode de conception. Lors des analyses, aucun flambement n'a été observé dans les colonnes malgré que les équations d'interaction de la norme CSA S16 donnaient des niveaux de sollicitation allant jusqu'à 1,22. Les colonnes soumises à de grands efforts de compression peuvent donc offrir une grande réserve de capacité ou une capacité de déformations plastiques importante, comme l'ont révélé les essais 3 et 4 réalisés en laboratoire. De plus, la continuité des poteaux sur la hauteur de la structure procure un surplus de résistance en compression par rapport à la valeur utilisée dans les équations d'interaction qui était basée sur une longueur de flambement égale à la hauteur du segment ;
- L'hypothèse que les efforts de flexion dans les poteaux sont répartis selon le moment d'inertie respectif de chaque colonne a été validée par les analyses sismiques. Cependant,

dans les analyses, une portion des moments un peu plus grande de 4,3% était reprise par les poteaux du CCSM alors que la partie reprise par les colonnes gravitaires était légèrement plus faible. On attribue cet écart au fait que le modèle *OpenSees* différait des hypothèses et modèles d'analyse adoptés dans la méthode de conception : colonnes et bielles des CCSM plus rigides en raison des segments rigides aux assemblages poteau-bielle-diagonales ;

- L'effort axial dans les lisses reliant les colonnes gravitaires aux colonnes du CCSM est plus faible dans les analyses temporelles, ce qui signifie une mobilisation des colonnes gravitaires inférieure à celle prévue dans la méthode de conception. Cette différence est attribuée au fait que le déplacement latéral dans le segment critique est plus faible dans les simulations numériques dans lesquelles les diagonales comprimées et flambées participent à la rigidité latérale comparativement à la méthode de conception ;
- Dans la méthode de conception proposée, on avait adopté l'hypothèse que la plastification de la diagonale tendue était toujours propagée au segment adjacent supérieur lorsque requis à commencer par le segment critique. Cette hypothèse a été vérifiée dans la majorité des séismes et particulièrement pour les structures CC2S et CC3S. Un scénario différent s'est toutefois manifesté dans les structures CC4S et CC5S dont les segments 2, 3, 4 et 5 avaient une géométrie identique mais différente à celle du segment situé au bas du CCSM. En effet, la plastification était initiée simultanément dans les segments supérieurs et initiée dans le segment du haut. On peut attribuer cette manifestation aux segments de poteau moins rigides dans le segment du haut. Les résultats ont toutefois montré que ce scénario était moins sévère que celui adopté dans la méthode de conception. La séquence de plastification supposée dans la méthode de conception pouvait être reproduite lorsque la limite élastique des diagonales du segment critique était réduite de 20% ; et
- Le moment de flexion dans les poteaux du CCSM peut être augmenté par la présence des colonnes gravitaires lorsque la limite élastique des diagonales n'est pas réduite dans le segment critique. En effet, on a remarqué, pour un CC4S, que l'ajout des colonnes gravitaires dans le modèle d'éléments finis initie plus rapidement les déformations inélastiques dans le segment critique, ce qui favorise une augmentation des efforts de flexion dans les poteaux du CCSM. Par contre, la méthode de conception proposée prédit

des efforts de flexion supérieurs aux simulations, ce qui signifie que l'effet négatif des colonnes gravitaires sur le CCSM pour cette structure est sans conséquence.

9.4 Recommandations pour études futures

À la suite des conclusions, on s'intéresse aux ouvertures possibles pour les recherches futures sur les contreventements concentriques à segments multiples combinés aux colonnes gravitaires sans oublier la phase expérimentale et les modèles numériques associés.

Recommandations concernant la phase expérimentale :

- Le frottement provenant du système à six degrés de liberté devrait être étudié plus en détail afin de la caractériser pour tout type de chargement. La prédiction des modèles numériques serait améliorée ;
- Une calibration sur des essais cycliques provenant d'éprouvettes des colonnes testées permettrait d'améliorer le comportement non linéaire des modèles numériques lors de sollicitations cycliques ; et
- Le matériau *Steel4* d'*OpenSees* devrait être étudié davantage, car les résultats sont très prometteurs malgré un temps d'analyse plus élevé.

Recommandations concernant les contreventements concentriques à segments multiples combinés aux poteaux gravitaires :

- Les CCSM étudiés dans ce mémoire comportaient des segments ayant tous la même hauteur ou un segment inférieur de plus grande hauteur sous des segments d'égales hauteurs. On devrait vérifier si la méthode de conception proposée est aussi applicable à des CCSM présentant une géométrie différente ;
- Une hypothèse dans la méthode de conception est que la propagation de la plastification en tension des diagonales se fasse vers le haut, dans le segment supérieur adjacent, à partir du segment qui est situé le plus bas dans la série de segments identiques de la structure. Pour ce scénario, on suppose que l'effort dans les diagonales comprimées est égal à la résistance post-flambement C'_u dans le segment inférieur (où la plastification de la diagonale tendue a eu lieu) et à la résistance probable C_u dans le segment supérieur (où la plastification de la diagonale tendue s'amorce). On recommande de modifier la méthode de façon à ce qu'elle

puisse aussi traiter d'autres scénarios de propagation de la plastification, comme celui parfois observé pour les structures de 4 et 5 segments lorsque le second segment était critique : plastification débutant dans le dernier segment et se propageant quasi simultanément dans les autres segments de la série de segments identiques. Il faudrait donc que tous les scénarios possibles soient traités lorsque plusieurs segments sont identiques et peuvent être le segment critique. De plus, la méthode devrait considérer plusieurs scénarios quant à la valeur de F_y à donner aux diagonales du segment critique car cela peut influencer la propagation de la plastification et les efforts en résultant ;

- Dans le but de reproduire plus précisément les résultats des analyses temporelles non linéaires, on pourrait, dans la conception, adapter l'effort de compression des diagonales comprimées dans les segments dont la diagonale comprimée n'est pas flambée. Dans la méthode de conception proposée, lorsqu'un segment plastifie en traction, on suppose que l'effort de compression dans la diagonale comprimée atteint la résistance C_u . En réalité, la dégradation de la résistance est déjà amorcée à ce stade et, par conséquent, la résistance est plus faible. Cette modification aurait pour effet de réduire les efforts de conception car la force déséquilibrée entre deux segments adjacents pour un stade donné serait plus petite ; et
- Dans la conception des CCSM, on a supposé que les colonnes étaient adéquatement contreventées au niveau de chaque segment dans le plan du CCSM. Lorsque les diagonales sont en régime inélastique, elles ne peuvent plus assurer ce rôle. Aucun flambement des colonnes n'a été observé dans les analyses temporelles non linéaires réalisées dans ce projet. Néanmoins, il est recommandé qu'une étude plus approfondie sur les conditions d'appuis des colonnes soit réalisée pour valider l'hypothèse d'un point de contreventement à chaque segment.

BIBLIOGRAPHIE

- Aguero, A., Izvemari, C., & Tremblay, R. (2006). Modeling of the seismic response of concentrically braced steel frames using the openssees analysis environment. *Advanced Steel Construction*, 2(3), 242-274.
- AISC. (2005a). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341-05)*. Chicago.
- AISC. (2005b). *Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-05)*. Chicago.
- ANSI/AISC. (2010). *Specification for Structural Steel Buildings*. USA: American Institute of Steel Construction.
- Balazadeh, Y. (2016). *Seismic evaluation and retrofit of existing braced steel frames*. (Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Qc).
- Beaulieu, D., Picard, A., Tremblay, R., Grondin, G., & Massicote, B. (2010). *Calcul des charpentes d'acier. Tome 2* (2^e éd.). Markham, Ont. : Institut canadien de la construction en acier.
- Chaboche, J. L., & Nouailhas, D. (1989). Constitutive modeling of ratchetting effects. Part I. Experimental facts and properties of the classical models. *Journal of Engineering Materials and Technology, Transactions of the ASME*, 111(4), 384-392.
- CNRC. (2010). *Code national du bâtiment du Canada*. Ottawa, Ont. : Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies, Conseil national de recherches du Canada. Tiré de <https://books.google.ca/books?id=iibTngEACAAJ>
- CNRC. (2015). *Code national du bâtiment du Canada*. Ottawa, Ont. : Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies, Conseil national de recherches du Canada. Tiré de <https://books.google.ca/books?id=iibTngEACAAJ>
- CSA. (2014). *Design of Steel Structures*. Toronto, ON: Canadian Standards Association.
- CSI. (2011). SAP2000 (Version 15). Berkeley, CA: Computers & Structures Inc. Tiré de <http://www.csiamerica.com/>
- Daneshvar, P. (2015). *Conditional mean spectra, spectral correlation coefficients, and high damping spectral amplitudes for seismic design and evaluation in Canada*. (Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Qc).
- Dehghani, M. (2016). *Seismic Design and Qualification of All-steel Buckling-Restrained Braced Frames*. (Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Qc).
- Flores, F., Charney, F., & Lopez-Garcia, D. (2016). The influence of gravity column continuity on the seismic performance of special steel moment frame structures. *Journal of Constructional Steel Research*, 118, 217-230. doi:10.1016/j.jcsr.2015.11.010
- Galambos, T. V., & Ketter, R. L. (1959). Columns under combined bending and thrust. *ASCE -- Proceedings -- Journal of the Engineering Mechanics Division*, 85(EM2, Part 1), 1-30.
- Helwig, T. A., & Yura, J. A. (1999). Torsional bracing of columns. *Journal of structural engineering New York, N.Y.*, 125(5), 547-555. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1999)125:5(547)

- Hsiao, P.-C., Lehman, D. E., & Roeder, C. W. (2012). Improved analytical model for special concentrically braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 73, 80-94. doi:10.1016/j.jcsr.2012.01.010
- Imanpour, A. (2015). *Seismic response and design of steel multi-tiered concentrically braced frames*. (Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Qc).
- Imanpour, A., Auger, K., & Tremblay, R. (2016). Seismic design and performance of multi-tiered steel braced frames including the contribution from gravity columns under in-plane seismic demand. *Advances in Engineering Software*. doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.advengsoft.2016.01.021>
- Imanpour, A., & Tremblay, R. (2012). *Analytical assessment of stability of unbraced column in two-panel concentrically braced frames*. Communication présentée à Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineering 2012: Leadership in Sustainable Infrastructure, CSCE 2012, June 6, 2012 - June 9, 2012, Edmonton, AB, Canada (vol. 4, p. 3057-3066).
- Imanpour, A., & Tremblay, R. (2016). Seismic Design and Response of Steel Multi-Tiered Concentrically Braced Frames in Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*. doi:10.1139/cjce-2015-0399
- Imanpour, A., Tremblay, R., & Davaran, A. (2011). Seismic performance of steel concentrically braced frames with bracing members intersecting columns between floors. Dans *Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas* (p. 447-453): CRC Press.
- Imanpour, A., Tremblay, R., Davaran, A., Stoakes, C., & Fahnestock, L. A. (2016). Seismic Performance Assessment of Multitiered Steel Concentrically Braced Frames Designed in Accordance with the 2010 AISC Seismic Provisions. *Journal of Structural Engineering*, 142(12). doi:doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001561
- Ji, X. D., Kato, M., Wang, T., Hitaka, T., & Nakashima, M. (2009). Effect of gravity columns on mitigation of drift concentration for braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 65(12), 2148-2156. doi:10.1016/j.jcsr.2009.07.003
- Lamarche, C.-P., & Tremblay, R. (2011). Seismically induced cyclic buckling of steel columns including residual-stress and strain-rate effects. *Journal of Constructional Steel Research*, 67(9), 1401-1410. doi:10.1016/j.jcsr.2010.10.008
- MacRae, G. A., Kimura, Y., & Roeder, C. (2004). Effect of column stiffness on braced frame seismic behavior. *Journal of Structural Engineering-Asce*, 130(3), 381-391. doi:Doi 10.1061/(Asce)0733-9445(2004)130:3(381)
- MathWorks. (2014). Matlab (Version R2014b) [Logiciel]. Tiré de <http://www.mathworks.com/products/matlab/>
- McKenna, F., & Fenves, G. L. (2015). Open System for Earthquake Engineering Simulation (Version 2.4.6) [Logiciel]. University of California, Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). Tiré de <http://opensees.berkeley.edu/>
- Newell, J. D., & Uang, C.-M. (2008). Cyclic behavior of steel wide-flange columns subjected to large drift. *Journal of Structural Engineering*, 134(8), 1334-1342. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:8(1334)

- Qu, B., Guo, X. H., Pollino, M., & Chi, H. Y. (2013). Effect of column stiffness on drift concentration in steel plate shear walls. *Journal of Constructional Steel Research*, 83, 105-116. doi:10.1016/j.jcsr.2013.01.004
- Sanchez-Zamora, F., Sanchez, J. C., Qu, B., Pollino, M., & Mosqueda, G. (2014). *Mitigation of soft-story failures in multi-story steel concentrically braced frames through implementation of stiff rocking cores*. Communication présentée à Structures Congress 2014, April 3, 2014 - April 5, 2014, Boston, MA, United states (p. 2073-2083). doi:10.1061/9780784413357.182
- Schmidt, B. J., & Bartlett, F. M. (2002). Review of resistance factor for steel: data collection. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 29(1), 98-108. doi:10.1139/101-081
- Simulia. (2011). Abaqus FEA (Version 6.12.1) [Logiciel]. Tiré de www.simulia.com
- Toutant, G. (2016). *Stabilité des colonnes dans les contreventements concentriques en acier sous les efforts combinés axiaux et de flexion induits par les séismes*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Qc).
- Tremblay, R. (2000). *Influence of brace slenderness on the seismic response of concentrically braced steel frames*. Communication présentée à Proc. STESSA 2000 Conf., Montréal, Québec, Canada.
- Tremblay, R. (2002). Inelastic seismic response of steel bracing members. *Journal of Constructional Steel Research*, 58(5-8), 665-701. doi:[http://dx.doi.org/10.1016/S0143-974X\(01\)00104-3](http://dx.doi.org/10.1016/S0143-974X(01)00104-3)
- Tremblay, R. (2011). [Modelling steel brace connections with OpenSees].
- Tremblay, R., Atkinson, G. M., Bouaanani, N., Daneshvar, P., Léger, P., & Koboevic, S. (2015). *Selection and scaling of ground motion time histories for seismic analysis using NBCC 2015*. Communication présentée à 11th Canadian conference on earthquake engineering, Victoria, BC, Canada.
- Tremblay, R., & Steimer, S. F. (1994). *Back-up stiffness for improving the stability of multi-storey braced frames under seismic loading*. Bethlehem: Structural Stability Research Council.
- Uriz, P., Filippou, F. C., & Mahin, S. A. (2008). Model for cyclic inelastic buckling of steel braces. *Journal of Structural Engineering*, 134(4), 619-628. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:4(619)
- Wakabayashi, M., Nakamura, T., Iwai, S., & Hayashi, Y. (1984). *Effects of strain rate on the behavior of structural members subjected to earthquake force*. Communication présentée à Proc. 8th World Conf. on Earthquake Eng., Kyoto, Japan.
- Yura, J. A. (2001). Fundamentals of beam bracing. *Engineering Journal*, 38(1), 11-26.
- Ziemian, R. D. (2010). *Guide to stability design criteria for metal structures* (6th^e éd.). Hoboken, N.J.: John Wiley & Sons.
- Zsarnóczyay, Á. (2013). *Experimental and numerical investigation of buckling restrained braced frames for eurocode conform design procedure development*. (Thèse de doctorat, Budapest university of technology and economics, Budapest). Tiré de http://www.omikk.bme.hu/collections/phd/Epitomernoki_Kar/2014/Zsarnoczyay_Adam/ertekezes.pdf

ANNEXE A CONFIGURATIONS DU SYSTÈME DE CHARGEMENT À SIX DEGRÉS DE LIBERTÉ

Les configurations horizontale et verticale du système à six degrés de liberté sont données à la Figure A-1 et à la Figure A-2.

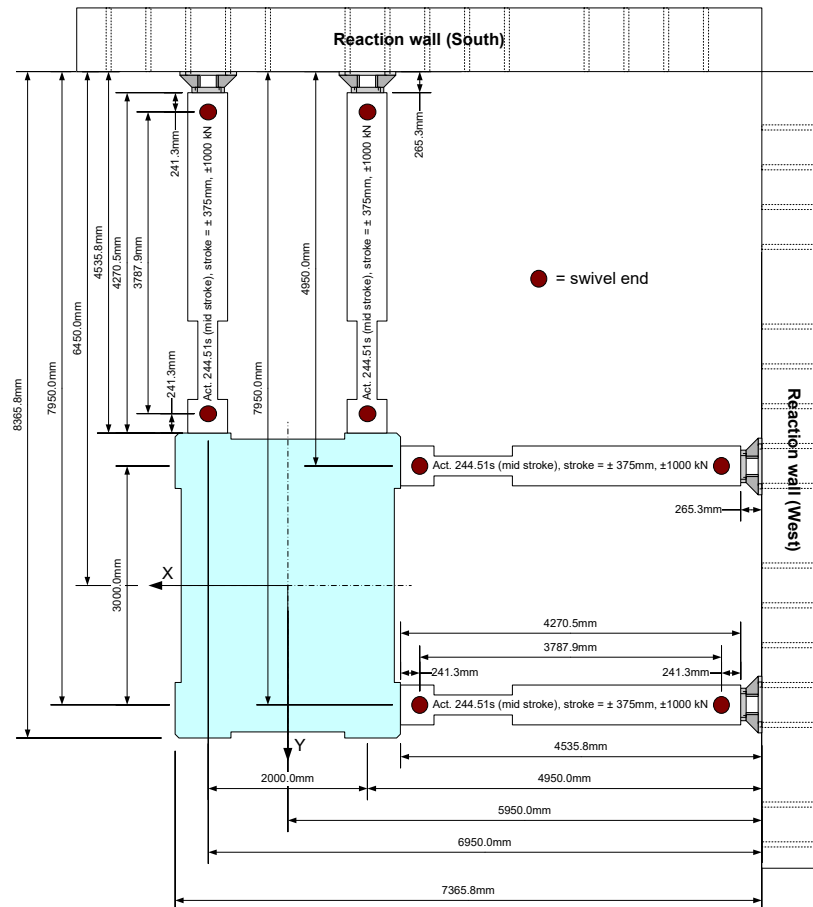


Figure A-1: Configuration horizontale du système à six degrés de liberté. (Source : Martin Leclerc, Ing. M.sc.a)

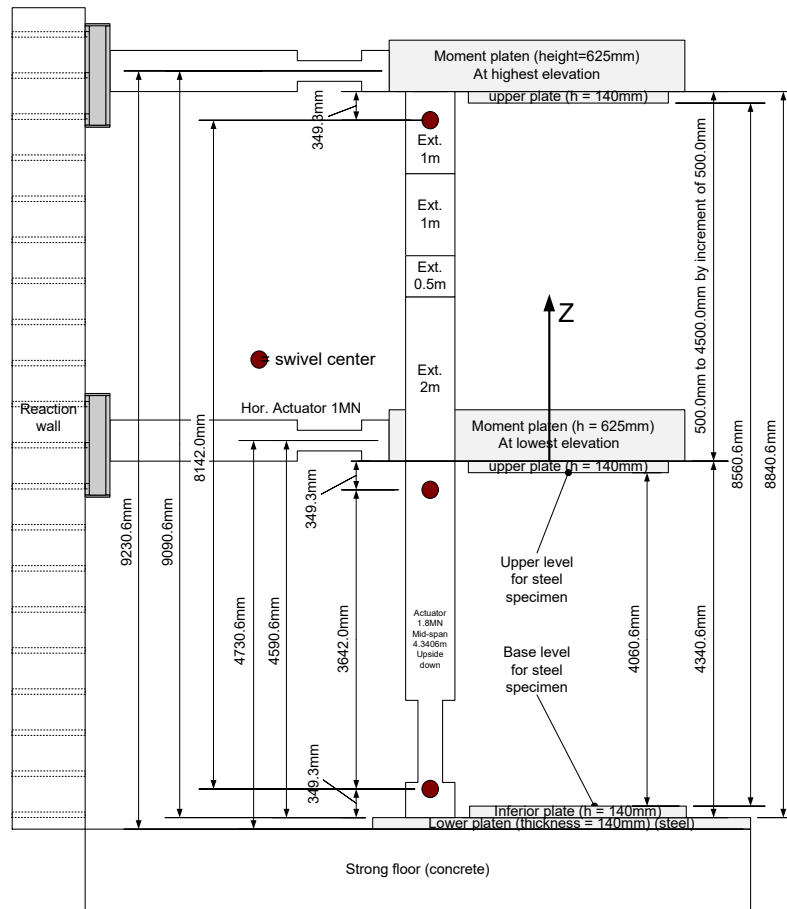


Figure A-2: Configuration verticale du système à six degrés de liberté. (Source : Martin Leclerc, Ing. M.sc.a)

ANNEXE B RÉSULTATS DES CONTRAINTES RÉSIDUELLES

Cette annexe présente les résultats obtenus des différentes mesures réalisées avec les instruments de mesure DEMEC. Les résultats du Tableau B-1 proviennent du DEMEC 150 mm et les résultats du Tableau B-2 proviennent du DEMEC 250 mm.

Tableau B-1: Résultats obtenus des mesures réalisées avec un DEMEC 150 mm.

	Avant la coupe				Après la coupe				Différence	σ_r
	Lecture 1	Lecture 2	Lecture 3	Moyenne	Lecture 1	Lecture 2	Lecture 3	Moyenne		
Bande	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(MPa)
N1-A	-0,203	-0,203	-0,203	-0,203	-0,287	-0,286	-0,286	-0,286	-0,083	-13,27
N1-B	-1,530	-1,529	-1,530	-1,530	-1,422	-1,422	-1,421	-1,422	0,108	
N2-A	-0,335	-0,334	-0,334	-0,334	-0,381	-0,381	-0,380	-0,381	-0,046	-31,56
N2-B	-0,746	-0,744	-0,745	-0,745	-0,640	-0,640	-0,640	-0,640	0,105	
N3-A	-0,347	-0,347	-0,349	-0,348	-0,326	-0,327	-0,327	-0,327	0,021	-40,53
N3-B	-0,701	-0,700	-0,700	-0,700	-0,645	-0,647	-0,646	-0,646	0,054	
N4-A	0,196	0,196	0,197	0,196	0,196	0,196	0,195	0,196	-0,001	4,12
N4-B	-0,078	-0,078	-0,079	-0,078	-0,085	-0,085	-0,086	-0,085	-0,007	
N5-A	-0,972	-0,972	-0,972	-0,972	-1,007	-1,006	-1,008	-1,007	-0,035	37,66
N5-B		inaccessible		0,000		inaccessible		0,000	0,000	
N6-A	-0,132	-0,131	-0,131	-0,131	-0,199	-0,199	-0,198	-0,199	-0,067	72,45
N6-B		inaccessible				inaccessible				
N7-A	-0,345	-0,344	-0,343	-0,344	-0,393	-0,393	-0,393	-0,393	-0,049	52,72
N7-B		inaccessible		0,000		inaccessible		0,000	0,000	
N8-A	0,199	0,199	0,198	0,199	0,172	0,171	0,172	0,172	-0,027	33,00
N8-B	0,494	0,493	0,496	0,494	0,462	0,459	0,459	0,460	-0,034	
N9-A	-0,896	-0,896	-0,895	-0,896	-0,918	-0,916	-0,917	-0,917	-0,021	15,24
N9-B	1,139	1,139	1,139	1,139	1,132	1,132	1,132	1,132	-0,007	
N10-A	-0,473	-0,471	-0,471	-0,472	-0,428	-0,428	-0,427	-0,428	0,044	-24,93
N10-B	1,244	1,244	1,243	1,244	1,246	1,246	1,246	1,246	0,002	
N11-A	-0,601	-0,601	-0,601	-0,601	-0,496	-0,497	-0,496	-0,496	0,105	-69,22
N11-B	0,747	0,746	0,745	0,746	0,769	0,770	0,771	0,770	0,024	
S1-A	0,504	0,505	0,505	0,505	0,493	0,493	0,494	0,493	-0,011	-19,73
S1-B	-0,126	-0,127	-0,125	-0,126	-0,078	-0,077	-0,079	-0,078	0,048	
S2-A	1,047	1,048	1,048	1,048	1,094	1,095	1,095	1,095	0,047	-59,90
S2-B	0,337	0,337	0,339	0,338	0,402	0,403	0,401	0,402	0,064	
S3-A	0,579	0,580	0,580	0,580	0,609	0,608	0,607	0,608	0,028	-33,71
S3-B	-0,099	-0,101	-0,098	-0,099	-0,066	-0,065	-0,064	-0,065	0,034	
S4-A	0,774	0,773	0,774	0,774	0,775	0,774	0,772	0,774	0,000	-9,33
S4-B	-0,191	-0,193	-0,190	-0,191	-0,174	-0,174	-0,174	-0,174	0,017	

Tableau B-2: Résultats obtenus des mesures réalisées avec un DEMEC 250 mm.

	Avant la coupe				Après la coupe				Différence	σ_r
	Lecture 1	Lecture 2	Lecture 3	Moyenne	Lecture 1	Lecture 2	Lecture 3	Moyenne		
Bande	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(MPa)
N1-A	-0,216	-0,217	-0,217	-0,217	-0,370	-0,370	-0,370	-0,370	-0,153	-10,55
N1-B	-0,196	-0,195	-0,197	-0,196	-0,008	-0,008	-0,008	-0,008	0,188	
N2-A	-1,033	-1,034	-1,034	-1,034	-1,141	-1,141	-1,142	-1,141	-0,108	-16,47
N2-B	-0,186	-0,186	-0,185	-0,186	-0,024	-0,025	-0,026	-0,025	0,161	
N3-A	-1,487	-1,487	-1,487	-1,487	-1,455	-1,455	-1,455	-1,455	0,032	-14,43
N3-B	-0,315	-0,316	-0,318	-0,316	-0,301	-0,302	-0,302	-0,302	0,015	
N4-A	-1,071	-1,072	-1,072	-1,072	-1,091	-1,092	-1,091	-1,091	-0,020	17,23
N4-B	-0,672	-0,672	-0,670	-0,671	-0,702	-0,703	-0,704	-0,703	-0,032	
N5-A	-1,311	-1,311	-1,310	-1,311	-1,376	-1,375	-1,375	-1,375	-0,065	41,77
N5-B		inaccessible		0,000		inaccessible		0,000	0,000	
N6-A	-0,471	-0,472	-0,472	-0,472	-0,588	-0,588	-0,588	-0,588	-0,116	75,15
N6-B		inaccessible				inaccessible				
N7-A	-0,805	-0,803	-0,804	-0,804	-0,891	-0,891	-0,892	-0,891	-0,087	56,42
N7-B		inaccessible		0,000		inaccessible		0,000	0,000	
N8-A	-0,363	-0,364	-0,363	-0,363	-0,410	-0,409	-0,408	-0,409	-0,046	39,62
N8-B	-2,544	-2,543	-2,542	-2,543	-2,618	-2,618	-2,618	-2,618	-0,075	
N9-A	-0,143	-0,144	-0,144	-0,144	-0,162	-0,161	-0,162	-0,162	-0,018	20,46
N9-B	-2,608	-2,606	-2,607	-2,607	-2,649	-2,650	-2,652	-2,650	-0,043	
N10-A	0,332	0,332	0,333	0,332	0,378	0,379	0,379	0,379	0,046	-10,77
N10-B	-2,253	-2,254	-2,254	-2,254	-2,265	-2,264	-2,265	-2,265	-0,011	
N11-A	0,540	0,541	0,542	0,541	0,647	0,648	0,648	0,648	0,107	-46,51
N11-B	-2,214	-2,214	-2,213	-2,214	-2,175	-2,174	-2,174	-2,174	0,039	
S1-A	-1,351	-1,351	-1,352	-1,351	-1,375	-1,375	-1,374	-1,375	-0,023	1,83
S1-B	-1,131	-1,129	-1,129	-1,130	-1,109	-1,111	-1,110	-1,110	0,020	
S2-A	-0,898	-0,897	-0,898	-0,898	-0,831	-0,831	-0,831	-0,831	0,067	-43,61
S2-B	0,071	0,069	0,070	0,070	0,139	0,140	0,142	0,140	0,070	
S3-A	-0,876	-0,876	-0,876	-0,876	-0,837	-0,836	-0,836	-0,836	0,040	-15,61
S3-B	-1,000	-1,000	-0,999	-1,000	-0,990	-0,988	-0,989	-0,989	0,011	
S4-A	-0,614	-0,613	-0,614	-0,614	-0,620	-0,619	-0,620	-0,620	-0,006	8,61
S4-B	-1,412	-1,412	-1,413	-1,412	-1,431	-1,431	-1,431	-1,431	-0,019	
S5-A	-0,895	-0,894	-0,894	-0,894	-0,925	-0,924	-0,925	-0,925	-0,030	19,92
S5-B		inaccessible		0,000		inaccessible		0,000	0,000	
S6-A	-0,151	-0,152	-0,152	-0,152	-0,197	-0,196	-0,194	-0,196	-0,044	28,75
S6-B		inaccessible								
S7-A	-0,183	-0,183	-0,183	-0,183	-0,222	-0,222	-0,221	-0,222	-0,039	25,30
S7-B		inaccessible		0,000		inaccessible		0,000	0,000	

Tableau B-2: Résultats obtenus des mesures réalisées avec un DEMEC 250 mm. (suite et fin)

S8-A	-0,528	-0,527	-0,527	-0,527	-0,538	-0,539	-0,538	-0,538	-0,011	22,61
S8-B	0,156	0,158	0,158	0,157	0,101	0,101	0,099	0,100	-0,057	
S9-A	-0,247	-0,245	-0,246	-0,246	-0,231	-0,231	-0,229	-0,230	0,016	2,58
S9-B	0,439	0,438	0,437	0,438	0,418	0,415	0,416	0,416	-0,022	
S10-A	0,686	0,685	0,685	0,685	0,739	0,739	0,740	0,739	0,054	-24,76
S10-B	0,232	0,235	0,233	0,233	0,259	0,258	0,257	0,258	0,025	
S11-A	-0,272	-0,271	-0,270	-0,271	-0,186	-0,186	-0,185	-0,186	0,085	-48,34
S11-B	0,609	0,609	0,608	0,609	0,675	0,675	0,675	0,675	0,066	
C1-A	-1,128	-1,129	-1,130	-1,129	-0,709	-0,709	-0,709	-0,709	0,420	60,29
C1-B	1,924	1,921	1,924	1,923	1,317	1,318	1,320	1,318	-0,605	
C2-A	1,892	1,892	1,892	1,892	2,123	2,123	2,125	2,124	0,232	21,43
C2-B	0,080	0,081	0,082	0,081	-0,215	-0,215	-0,215	-0,215	-0,296	
C3-A	-0,855	-0,854	-0,854	-0,854	-0,804	-0,805	-0,805	-0,805	0,050	-3,55
C3-B	1,345	1,345	1,346	1,345	1,310	1,308	1,308	1,309	-0,037	
C4-A	-1,142	-1,140	-1,141	-1,141	-1,110	-1,111	-1,109	-1,110	0,031	-13,46
C4-B	0,396	0,398	0,398	0,397	0,411	0,410	0,409	0,410	0,013	
C5-A	-0,897	-0,896	-0,895	-0,896	-0,871	-0,871	-0,871	-0,871	0,025	-11,95
C5-B	0,457	0,458	0,459	0,458	0,472	0,472	0,472	0,472	0,014	
C6-A	-1,136	-1,135	-1,133	-1,135	-1,121	-1,120	-1,120	-1,120	0,014	-6,03
C6-B	0,017	0,019	0,019	0,018	0,026	0,025	0,023	0,025	0,006	
C7-A	-1,171	-1,173	-1,171	-1,172	-1,093	-1,093	-1,092	-1,093	0,079	-18,30
C7-B	-0,604	-0,604	-0,605	-0,604	-0,623	-0,625	-0,626	-0,625	-0,020	
C8-A	-1,099	-1,099	-1,096	-1,098	-1,049	-1,050	-1,049	-1,049	0,049	-41,77
C8-B	-0,012	-0,013	-0,012	-0,012	0,071	0,070	0,070	0,070	0,083	
C9-A	-0,539	-0,539	-0,540	-0,539	-0,859	-0,859	-0,858	-0,859	-0,319	-47,91
C9-B	0,163	0,164	0,165	0,164	0,634	0,633	0,634	0,634	0,470	
Ti	0,000									
Tf	0,001									

ANNEXE C VÉRIFICATION DES ÉQUATIONS UTILISÉES DANS LA MÉTHODE DES FORCES AVEC LE LOGICIEL SAP2000

Dans le chapitre 6, plusieurs équations ont été développées dans la nouvelle méthode de conception. Dans le tableau 6-15 et le tableau 6-16, les équations menant aux efforts de flexion aux différents joints ainsi que l'effort tranchant repris par les poteaux du CCSM dans le segment flambé avaient été présentées. Cette annexe a pour but de vérifier les efforts pondérés provenant de ces équations et ceux provenant d'un déplacement contrôlé avec le logiciel SAP2000.

On avait également expliqué les différentes étapes menant à la modélisation d'un contreventement concentrique à segments multiples dans le logiciel SAP2000 à la section 6.3.4. Les diagonales plastifiées en traction et les diagonales plastifiées ou flambées en compression sont retirées du modèle et remplacées par des efforts équivalents aux joints. Ces diagonales sont mises en évidence dans les tableaux par le biais d'un soulignement. De plus, pour être cohérent avec la méthode des forces, l'aire des sections d'acier des bielles dans le modèle SAP2000 a été multipliée par un facteur de 100000 pour ne pas qu'elles se déforment sous un effort axial. La raison est d'éviter d'affecter la distribution des efforts dans les différentes membrures provenant de la déformation des bielles. Aussi, la réduction de 5% de la limite élastique de l'acier des diagonales du segment critique n'a pas été considérée dans la vérification.

Dans cette annexe, on vérifiera uniquement les conceptions pour lesquelles les colonnes gravitaires ne sont pas engagées dans la reprise des charges latérales et pour lesquelles la force hors plan de $2\%C_f$ est considérée. Les sections d'acier des diagonales, poteaux et bielles pour les structures étudiées dans cette annexe sont présentées dans le Tableau C-1. La vérification des formules développées à la section 6.4 a été réalisée avant l'élaboration de la méthode de rigidité, ce qui peut avoir un impact sur les sections d'acier des membrures avec la méthode de rigidité données à l'ANNEXE D.

Tableau C-1: Sections d'acier des diagonales, poteaux et bielles des structures étudiées.

h (m)	Segments	h_1/h	Segment critique	Diagonales du segment 1	Diagonales des segments 2 et +	Colonnes du CCSM	Bielles
9	2	0,50	1	HSS114.3X114.3X6.4	HSS114.3X114.3X6.4	W310X101	W200X41.7
9	2	0,67	2	HSS127X127X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W310X107	W200X52
9	3	0,33	1	HSS101.6X101.6X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W460X106	W200X52
16	3	0,50	2	HSS139.7X139.7X7.9	HSS114.3X114.3X6.4	W610X285	W200X52
24	4	0,25	1	HSS114.3X114.3X6.4	HSS114.3X114.3X6.4	W690X323	W200X52
24	4	0,40	2	HSS152.4X152.4X7.9	HSS114.3X114.3X6.4	W840X433	W200X52
24	5	0,20	1	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W690X265	W200X52
24	5	0,40	2	HSS139.7X139.7X7.9	HSS101.6X101.6X6.4	W690X384	W200X52

C.1 CCSM à 2 segments

Le premier CCSM à l'étude dans cette annexe comporte 2 segments. Dans les deux sections qui suivent, on vérifiera les efforts pondérés pour un CC2S lorsque le segment critique est celui du bas et celui du haut. Les sections d'acier des différents éléments structuraux proviennent des résultats présentés à l'ANNEXE D.

C.1.1 Segment inférieur critique

Le bâtiment utilisé pour la vérification est localisé à Vancouver sur un sol E. Le SRCL est de type MD et les deux segments sont égaux ($h_1/h = 0,5$). Pour un CC2S, il n'y a qu'un seul scénario à vérifier et correspond à celui lorsque la deuxième diagonale tendue atteint la résistance probable T_u .

Le déplacement requis pour initier la plastification dans une seconde diagonale tendue de ce CC2S est de 600 mm. Les efforts pondérés anticipés et ceux provenant du modèle SAP2000 au déplacement de 600 mm sont présentés dans le Tableau C-2.

Tableau C-2: Comparaison des efforts pondérés pour un CC2S dont le segment inférieur est critique lorsque la plastification est initiée dans une deuxième diagonale.

Seg.	Efforts anticipés				Efforts obtenus de SAP2000			
	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)
2	-684	1141	-916	-410	<u>-684</u>	1138	-915	-407
1	-228	1141	-2011	-410	<u>-228</u>	<u>1141</u>	-2009	-407

Dans le Tableau C-2, $C_{f,d}$ et $T_{f,d}$ sont les efforts de compression et de tension dans les diagonales, $C_{f,cc}$ est l'effort de compression dans le poteau comprimé et $M_{fy,cc}$ est le moment de flexion dans les poteaux du CCSM. Les paramètres définis pour ce tableau sont identiques pour tous les autres tableaux de cette annexe. Les résultats du Tableau C-2 montrent que l'on obtient les efforts adéquats dans les poteaux du CCSM avec les équations développées au chapitre 6.

C.1.2 Second segment critique

Le bâtiment utilisé pour cette vérification est identique à celui de la section C.1.1, mais en ayant un ratio h_1/h de 0,67. Avec ce ratio, le second segment de l'ouvrage est critique, ce qui signifie que la diagonale comprimée de ce segment sera la première à atteindre la résistance probable post-flambement C'_u . Le Tableau C-3 présente les résultats lorsque la plastification est initiée dans une deuxième diagonale tendue.

Un déplacement latéral au toit plus faible que le cas précédent est requis afin d'initier la plastification dans la diagonale tendue inférieure. Ce dernier correspond à 250 mm.

Tableau C-3: Comparaison des efforts pondérés pour un CC2S dont le second segment est critique lorsque la plastification est initiée dans une deuxième diagonale.

Seg.	Efforts anticipés				Efforts obtenus de SAP2000			
	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)
2	-200	998	-678	369	<u>-200</u>	<u>998</u>	-678	365
1	-751	1274	-1669	369	<u>-751</u>	1281	-1673	365

Tout comme dans la section précédente, les efforts pondérés anticipés correspondent à ceux du modèle SAP2000.

C.2 CCSM à 3 segments

Dans cette section, on s'intéresse aux CCSM à trois segments.

C.2.1 Segment inférieur critique

La vérification est réalisée sur une structure d'une hauteur de 9 m de type MD localisée à Vancouver sur un sol de catégorie E. Le ratio entre le segment inférieur et la hauteur de l'ouvrage

est de 0,33. Dans le Tableau C-4, on présente les résultats lorsque la plastification est initiée dans une deuxième diagonale tendue et le Tableau C-5 dans une troisième diagonale tendue.

Tableau C-4: Comparaison des efforts pondérés pour un CC3S dont le segment inférieur est critique lorsque la plastification est initiée dans une deuxième diagonale.

Seg.	Efforts anticipés				Efforts obtenus de SAP2000			
	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)
3	-586	741	-563	53,7	<u>-586</u>	741	-564	53,1
2	-586	998	-1272	-228	<u>-586</u>	990	-1268	-227
1	-200	998	-1980	-228	<u>-200</u>	<u>998</u>	-1977	-227

Tableau C-5: Comparaison des efforts pondérés pour un CC3S dont le segment inférieur est critique lorsque la plastification est initiée dans une troisième diagonale.

Seg.	Efforts anticipés				Efforts obtenus de SAP2000			
	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)
3	-586	998	-678	-345	<u>-586</u>	997	-678	-344
2	-200	998	-1387	-172	<u>-200</u>	<u>998</u>	-1386	-172
1	-200	998	-1922	-172	<u>-200</u>	<u>998</u>	-1921	-172

Les déplacements requis pour initier la plastification dans une deuxième et une troisième diagonale tendue sont respectivement 311 mm et 1297 mm. Dans le Tableau C-4 et le Tableau C-5, la prédiction des efforts anticipés comparativement à ceux du modèle SAP2000 est excellente.

C.2.2 Second segment critique

Pour cette vérification, la hauteur de l'ouvrage et le ratio h_1/h sont modifiés à 16 m et 0,5. Les autres caractéristiques du SRCL sont identiques. Dans le Tableau C-6, on présente les résultats lorsque la plastification est initiée dans une deuxième diagonale tendue et le Tableau C-7 dans une troisième diagonale tendue.

Tableau C-6: Comparaison des efforts pondérés pour un CC3S dont le second segment est critique lorsque la plastification est initiée dans une deuxième diagonale.

Seg.	Efforts anticipés				Efforts obtenus de SAP2000			
	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)
3	-716	1141	-865	-299	<u>-716</u>	1143	-866	-295
2	-228	1141	-1895	232	<u>-228</u>	<u>1141</u>	-1896	226
1	-930	1485	-3210	232	<u>-930</u>	1497	-3220	226

Tableau C-7: Comparaison des efforts pondérés pour un CC3S dont le second segment est critique lorsque la plastification est initiée dans une troisième diagonale.

Seg.	Efforts anticipés				Efforts obtenus de SAP2000			
	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)
3	-228	1141	-865	460	<u>-228</u>	<u>1141</u>	-865	461
2	-228	1141	-1624	926	<u>-228</u>	<u>1141</u>	-1624	921
1	-930	1734	-3138	926	<u>-930</u>	1737	-3140	921

Un déplacement latéral au toit de 145 mm initie la plastification dans une deuxième diagonale tendue. Ce déplacement passe à 939 mm pour que la force dans la dernière diagonale non plastifiée atteigne la résistance probable T_u . Les efforts pondérés provenant de la modélisation SAP2000 correspondent aux efforts anticipés calculés à l'aide des équations du chapitre 6.

C.3 CCSM à 4 segments

Dans les deux sous-sections suivantes, on s'intéresse aux CCSM à 4 segments. Les sections d'acier utilisées dans cette annexe proviennent des résultats de l'ANNEXE D.

C.3.1 Segment inférieur critique

Pour le premier CC4S, le bâtiment choisi est de type MD localisé à Vancouver sur un sol de type E. La hauteur de l'ouvrage est de 24 m avec un ratio entre le segment inférieur et la hauteur totale de 0,25. Dans le Tableau C-8, le Tableau C-9 et le Tableau C-10, on présente les résultats lorsque

la plastification est initiée dans une deuxième, troisième et quatrième diagonale tendue, respectivement.

Tableau C-8: Comparaison des efforts pondérés pour un CC4S dont le segment inférieur est critique lorsque la plastification est initiée dans une deuxième diagonale.

Seg.	Efforts anticipés				Efforts obtenus de SAP2000			
	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)
4	-583	953	-906	-10,7	<u>-583</u>	941	-897	-12,2
3	-583	890	-1947	74,3	<u>-583</u>	894	-1942	75,7
2	-583	1141	-3166	-317	<u>-583</u>	1120	-3146	-317
1	-228	1141	-4385	-317	<u>-228</u>	<u>1141</u>	-4365	-317

Tableau C-9: Comparaison des efforts pondérés pour un CC4S dont le segment inférieur est critique lorsque la plastification est initiée dans une troisième diagonale.

Seg.	Efforts anticipés				Efforts obtenus de SAP2000			
	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)
4	-583	837	-823	89,0	<u>-583</u>	842	-827	90,5
3	-583	1141	-2042	-420	<u>-583</u>	1124	-2034	-418
2	-228	1141	-3261	-206	<u>-228</u>	<u>1141</u>	-3253	-209
1	-228	1141	-4229	-206	<u>-228</u>	<u>1141</u>	-4221	-209

Tableau C-10: Comparaison des efforts pondérés pour un CC4S dont le segment inférieur est critique lorsque la plastification est initiée dans une quatrième diagonale.

Seg.	Efforts anticipés				Efforts obtenus de SAP2000			
	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)
4	-583	1141	-1039	-560	<u>-583</u>	1137	-1036	-558
3	-228	1141	-2258	-371	<u>-228</u>	<u>1141</u>	-2255	-372
2	-228	1141	-3226	-178	<u>-228</u>	<u>1141</u>	-3223	-186
1	-228	1141	-4194	-178	<u>-228</u>	<u>1141</u>	-4191	-186

Dans l'ordre, les déplacements latéraux au toit requis pour initier la plastification dans la diagonale tendue du segment 2, 3 et 4 sont 260 mm, 642 mm et 1533 mm. Les équations développées pour

les CC4S lorsque le segment inférieur est critique sont validées par la bonne prédiction des efforts pondérés par le modèle SAP2000.

C.3.2 Second segment critique

Le bâtiment dans cette partie utilise les mêmes caractéristiques que celui de la section C.3.1 excepté le ratio h_1/h qui est modifié à 0,4 de façon à rendre critique le second segment. Dans le Tableau C-11, le Tableau C-12 et le Tableau C-13, on présente les résultats lorsque la plastification est initiée dans une deuxième, troisième et quatrième diagonale tendue, respectivement.

Tableau C-11: Comparaison des efforts pondérés pour un CC4S dont le second segment est critique lorsque la plastification est initiée dans une deuxième diagonale.

Seg.	Efforts anticipés				Efforts obtenus de SAP2000			
	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)
4	-664	918	-805	41,5	<u>-664</u>	933	-815	45,4
3	-664	1141	-1932	-269	<u>-664</u>	1121	-1930	-262
2	-228	1141	-3060	218	<u>-228</u>	<u>1141</u>	-3057	210
1	-979	1480	-4457	218	<u>-979</u>	1492	-4464	210

Tableau C-12: Comparaison des efforts pondérés pour un CC4S dont le second segment est critique lorsque la plastification est initiée dans une troisième diagonale.

Seg.	Efforts anticipés				Efforts obtenus de SAP2000			
	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)
4	-664	1141	-944	-421	<u>-664</u>	1146	-948	-429
3	-228	1141	-2072	-40,5	<u>-228</u>	<u>1141</u>	-2075	-31,5
2	-228	1141	-2927	373	<u>-228</u>	<u>1141</u>	-2931	366
1	-979	1477	-4322	373	<u>-979</u>	1495	-4341	366

Tableau C-13: Comparaison des efforts pondérés pour un CC4S dont le second segment est critique lorsque la plastification est initiée dans une quatrième diagonale.

Seg.	Efforts anticipés				Efforts obtenus de SAP2000			
	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)
4	-228	1141	-944	445	<u>-228</u>	<u>1141</u>	-945	444
3	-228	1141	-1800	892	<u>-228</u>	<u>1141</u>	-1800	887
2	-228	1141	-2655	1332	<u>-228</u>	<u>1141</u>	-2655	1331
1	-979	1909	-4416	1332	<u>-979</u>	1910	-4417	1331

Afin d'initier la plastification dans une deuxième, troisième et quatrième diagonale tendue, un déplacement latéral au toit de 164 mm, 285 mm et 1727 mm est requis. On observe quelques différences dans les efforts pondérés d'un CC4S lorsque le second segment est critique, mais l'estimation demeure adéquate.

C.4 CCSM à 5 segments

Dans la dernière partie de cette annexe, on vérifie les CCSM à 5 segments pour un nombre de diagonales tendues plastifiées variant entre 2 et 5.

C.4.1 Segment inférieur critique

Le bâtiment choisi dans cette section est localisé à Vancouver sur un sol C avec une hauteur de 24 m. Le SRCL est de type MD et le ratio entre le segment du bas et la hauteur totale de l'ouvrage est de 0,2. Dans le Tableau C-14, le Tableau C-15, le Tableau C-16 et le Tableau C-17, on présente

les résultats lorsque la plastification est initiée dans une deuxième, troisième, quatrième et cinquième diagonale tendue.

Tableau C-14: Comparaison des efforts pondérés pour un CC5S dont le segment inférieur est critique lorsque la plastification est initiée dans une deuxième diagonale.

Seg.	Efforts anticipés				Efforts obtenus de SAP2000			
	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)
5	-345	768	-711	1,8	<u>-345</u>	762	-708	2,6
4	-345	776	-1411	-0,6	<u>-345</u>	765	-1401	-2,1
3	-345	743	-2091	30,1	<u>-345</u>	745	-2082	31,6
2	-345	865	-2846	-130	<u>-345</u>	849	-2827	-131
1	-173	865	-3602	-130	<u>-173</u>	<u>865</u>	-3583	-131

Tableau C-15: Comparaison des efforts pondérés pour un CC5S dont le segment inférieur est critique lorsque la plastification est initiée dans une troisième diagonale.

Seg.	Efforts anticipés				Efforts obtenus de SAP2000			
	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)
5	-345	748	-699	-3,4	<u>-345</u>	742	-695	-5,0
4	-345	709	-1358	36,3	<u>-345</u>	716	-1358	37,7
3	-345	865	-2113	-174	<u>-345</u>	851	-2105	-172
2	-173	865	-2869	-83,5	<u>-173</u>	<u>865</u>	-2860	-86,0
1	-173	865	-3517	-83,5	<u>-173</u>	<u>865</u>	-3509	-86,0

Tableau C-16: Comparaison des efforts pondérés pour un CC5S dont le segment inférieur est critique lorsque la plastification est initiée dans une quatrième diagonale.

Seg.	Efforts anticipés				Efforts obtenus de SAP2000			
	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)
5	-345	702	-671	37,1	<u>-345</u>	707	-674	38,9
4	-345	865	-1426	-196	<u>-345</u>	853	-1422	-195
3	-173	865	-2181	-132	<u>-173</u>	<u>865</u>	-2177	-130
2	-173	865	-2830	-59,2	<u>-173</u>	<u>865</u>	-2825	-65,0
1	-173	865	-3478	-59,2	<u>-173</u>	<u>865</u>	-3474	-65,0

Tableau C-17: Comparaison des efforts pondérés pour un CC5S dont le segment inférieur est critique lorsque la plastification est initiée dans une cinquième diagonale.

Seg.	Efforts anticipés				Efforts obtenus de SAP2000			
	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)
5	-345	865	-772	-254	<u>-345</u>	862	-770	-253
4	-173	865	-1528	-189	<u>-173</u>	<u>865</u>	-1526	-189
3	-173	865	-2176	-124	<u>-173</u>	<u>865</u>	-2174	-126
2	-173	865	-2824	-56,1	<u>-173</u>	<u>865</u>	-2822	-63,1
1	-173	865	-3472	--56,1	<u>-173</u>	<u>865</u>	-3471	-63,1

Pour résumé, un déplacement latéral au toit de 182 mm, 311 mm, 533 mm et 1002 mm est nécessaire en prévision d'initier la plastification dans une deuxième, troisième, quatrième et cinquième diagonale tendue. On note quelques écarts entre les résultats anticipés et ceux de la modélisation SAP2000, mais jugés acceptables.

C.4.2 Second segment critique

Le dernier bâtiment à l'étude dans cette annexe reprend les mêmes attributs que celui à la section précédente, mais le ratio h_1/h passe de 0,2 à 0,4. À partir du cisaillement ultime probable des diagonales, le second segment est considéré critique. Dans le Tableau C-18, le Tableau C-19, le Tableau C-20 et le Tableau C-21, on présente les résultats lorsque la plastification est initiée dans une deuxième, troisième, quatrième et cinquième diagonale tendue.

Tableau C-18: Comparaison des efforts pondérés pour un CC5S dont le second segment est critique lorsque la plastification est initiée dans une deuxième diagonale.

Seg.	Efforts anticipés				Efforts obtenus de SAP2000			
	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)
5	-316	590	-535	5,5	<u>-316</u>	588	-534	0,2
4	-316	564	-988	5,5	<u>-316</u>	581	-996	11,1
3	-316	667	-1494	-95,3	<u>-316</u>	651	-1493	-87,0
2	-133	667	-2000	81,1	<u>-133</u>	<u>667</u>	-1999	72,8
1	-502	979	-2898	81,1	<u>-502</u>	989	-2907	72,8

Tableau C-19: Comparaison des efforts pondérés pour un CC5S dont le second segment est critique lorsque la plastification est initiée dans une troisième diagonale.

Seg.	Efforts anticipés				Efforts obtenus de SAP2000			
	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)
5	-316	536	-508	5,8	<u>-316</u>	553	-516	14,0
4	-316	667	-1013	-124	<u>-316</u>	655	-1016	-130
3	-133	667	-1519	-25,2	<u>-133</u>	<u>667</u>	-1522	-10,6
2	-133	667	-1931	119	<u>-133</u>	<u>667</u>	-1934	109
1	-502	948	-2804	119	<u>-502</u>	962	-2818	109

Tableau C-20: Comparaison des efforts pondérés pour un CC5S dont le second segment est critique lorsque la plastification est initiée dans une quatrième diagonale.

Seg.	Efforts anticipés				Efforts obtenus de SAP2000			
	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)
5	-316	667	-575	-175	<u>-316</u>	672	-578	-179
4	-133	667	-1081	-68,0	<u>-133</u>	<u>667</u>	-1084	-68,5
3	-133	667	-1493	29,3	<u>-133</u>	<u>667</u>	-1495	42,4
2	-133	667	-1904	162	<u>-133</u>	<u>667</u>	-1907	153
1	-502	956	-2784	162	<u>-502</u>	969	-2798	153

Tableau C-21: Comparaison des efforts pondérés pour un CC5S dont le second segment est critique lorsque la plastification est initiée dans une cinquième diagonale.

Seg.	Efforts anticipés				Efforts obtenus de SAP2000			
	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)	$C_{f,d}$ (kN)	$T_{f,d}$ (kN)	$C_{f,cc}$ (kN)	$M_{fy,cc}$ (kN·m)
5	-133	667	-575	185	<u>-133</u>	<u>667</u>	-576	185
4	-133	667	-987	369	<u>-133</u>	<u>667</u>	-987	369
3	-133	667	-1399	553	<u>-133</u>	<u>667</u>	-1399	554
2	-133	667	-1810	742	<u>-133</u>	<u>667</u>	-1811	738
1	-502	1274	-2960	742	<u>-502</u>	1276	-2962	738

En fonction des éléments structuraux du CC5S, un déplacement latéral au toit de 143 mm, 174 mm, 247 mm et 1589 mm sont requis afin d'initier la plastification dans le segment 3, 4, 5 et 1. On constate que plus le nombre de diagonales tendues plastifiées est élevé, meilleure est la prédiction

entre les efforts anticipés et ceux du modèle SAP2000. Toutefois, l'effort de flexion dans le segment inférieur est toujours plus élevé pour ce bâtiment et mène à une conception conservatrice. Les critères de stabilité évaluent des ratios supérieurs dans ce segment de poteau.

ANNEXE D SECTIONS D'ACIER DES CCSM DE L'ÉTUDE PARAMÉTRIQUE

Cette annexe présente les sections d'acier des diagonales, des poteaux du CCSM, des colonnes gravitaires en plus des bielles provenant de l'étude paramétrique de la section 7.5.

Tableau D-1: Sections d'acier pour un bâtiment de 9 mètres à Montréal comportant 2 segments avec un ratio h_1/h de 0,5.

Sol	2% C _f	R _d	Partage	Diagonales du segment 1	Diagonales des segments sup.	Colonnes du CCSM	Colonnes gravitaires	Bielles
C	Non	2	Non	HSS101.6X101.6X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W250X58	W250X49.1	W200X46.1
C	Non	2	Oui	HSS101.6X101.6X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W250X58	W250X49.1	W200X46.1
C	Non	3	Non	HSS88.9X88.9X4.8	HSS88.9X88.9X4.8	W250X58	W250X49.1	W200X46.1
C	Non	3	Oui	HSS88.9X88.9X4.8	HSS88.9X88.9X4.8	W250X58	W250X49.1	W200X46.1
C	Oui	2	Non	HSS101.6X101.6X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W250X73	W250X49.1	W200X46.1
C	Oui	2	Oui	HSS101.6X101.6X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W250X73	W250X49.1	W200X46.1
C	Oui	3	Non	HSS88.9X88.9X4.8	HSS88.9X88.9X4.8	W310X67	W250X49.1	W200X46.1
C	Oui	3	Oui	HSS88.9X88.9X4.8	HSS88.9X88.9X4.8	W310X67	W250X49.1	W200X46.1
E	Non	2	Non	HSS101.6X101.6X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W250X73	W250X49.1	W200X46.1
E	Non	2	Oui	HSS101.6X101.6X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W250X73	W250X49.1	W200X46.1
E	Non	3	Non	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W250X73	W250X49.1	W200X46.1
E	Non	3	Oui	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W250X73	W250X49.1	W200X46.1
E	Oui	2	Non	HSS101.6X101.6X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W310X79	W250X49.1	W200X46.1
E	Oui	2	Oui	HSS101.6X101.6X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W310X79	W250X49.1	W200X46.1
E	Oui	3	Non	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W360X79	W250X49.1	W200X46.1
E	Oui	3	Oui	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W360X79	W250X49.1	W200X46.1

Tableau D-2: Sections d'acier pour un bâtiment de 9 mètres à Montréal comportant 2 segments avec un ratio h_1/h de 0,67.

Sol	2% C _f	R _d	Partage	Diagonales du segment 1	Diagonales des segments sup.	Colonnes du CCSM	Colonnes gravitaires	Bielles
C	Non	2	Non	HSS101.6X101.6X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W250X73	W310X67	W200X46.1
C	Non	2	Oui	HSS101.6X101.6X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W250X73	W310X67	W200X46.1
C	Non	3	Non	HSS88.9X88.9X6.4	HSS76.2X76.2X4.8	W250X73	W310X67	W200X46.1
C	Non	3	Oui	HSS88.9X88.9X6.4	HSS76.2X76.2X4.8	W250X73	W310X67	W200X46.1
C	Oui	2	Non	HSS101.6X101.6X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W250X73	W310X67	W200X46.1
C	Oui	2	Oui	HSS101.6X101.6X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W250X73	W310X67	W200X46.1
C	Oui	3	Non	HSS88.9X88.9X6.4	HSS76.2X76.2X4.8	W250X73	W310X67	W200X46.1
C	Oui	3	Oui	HSS88.9X88.9X6.4	HSS76.2X76.2X4.8	W250X73	W310X67	W200X46.1
E	Non	2	Non	HSS114.3X114.3X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W250X73	W310X67	W200X52
E	Non	2	Oui	HSS114.3X114.3X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W250X73	W310X67	W200X52
E	Non	3	Non	HSS101.6X101.6X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W250X73	W310X67	W200X46.1
E	Non	3	Oui	HSS101.6X101.6X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W250X73	W310X67	W200X46.1
E	Oui	2	Non	HSS114.3X114.3X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W310X79	W310X67	W200X52
E	Oui	2	Oui	HSS114.3X114.3X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W310X79	W310X67	W200X52
E	Oui	3	Non	HSS101.6X101.6X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W250X73	W310X67	W200X46.1
E	Oui	3	Oui	HSS101.6X101.6X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W250X73	W310X67	W200X46.1

Tableau D-3: Sections d'acier pour un bâtiment de 9 mètres à Montréal comportant 3 segments avec un ratio h_1/h de 0,33.

Sol	2% C _f	R _d	Partage	Diagonales du segment 1	Diagonales des segments sup.	Colonnes du CCSM	Colonnes gravitaires	Bielles
C	Non	2	Non	HSS88.9X88.9X4.8	HSS88.9X88.9X4.8	W310X67	W250X44.8	W200X46.1
C	Non	2	Oui	HSS88.9X88.9X4.8	HSS88.9X88.9X4.8	W310X67	W250X44.8	W200X46.1
C	Non	3	Non	HSS76.2X76.2X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W250X58	W250X44.8	W200X41.7
C	Non	3	Oui	HSS76.2X76.2X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W250X58	W250X44.8	W200X41.7
C	Oui	2	Non	HSS88.9X88.9X4.8	HSS88.9X88.9X4.8	W310X67	W250X44.8	W200X46.1
C	Oui	2	Oui	HSS88.9X88.9X4.8	HSS88.9X88.9X4.8	W310X67	W250X44.8	W200X46.1
C	Oui	3	Non	HSS76.2X76.2X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W310X67	W250X44.8	W200X41.7
C	Oui	3	Oui	HSS76.2X76.2X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W310X67	W250X44.8	W200X41.7
E	Non	2	Non	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W310X67	W250X44.8	W200X46.1
E	Non	2	Oui	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W310X67	W250X44.8	W200X46.1
E	Non	3	Non	HSS88.9X88.9X4.8	HSS88.9X88.9X4.8	W310X67	W250X44.8	W200X46.1
E	Non	3	Oui	HSS88.9X88.9X4.8	HSS88.9X88.9X4.8	W310X67	W250X44.8	W200X46.1
E	Oui	2	Non	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W360X79	W250X44.8	W200X46.1
E	Oui	2	Oui	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W360X79	W250X44.8	W200X46.1
E	Oui	3	Non	HSS88.9X88.9X4.8	HSS88.9X88.9X4.8	W310X67	W250X44.8	W200X46.1
E	Oui	3	Oui	HSS88.9X88.9X4.8	HSS88.9X88.9X4.8	W310X67	W250X44.8	W200X46.1

Tableau D-4: Sections d'acier pour un bâtiment de 16 mètres à Montréal comportant 3 segments avec un ratio h_1/h de 0,5.

Sol	2% C _f	R _d	Partage	Diagonales du segment 1	Diagonales des segments sup.	Colonnes du CCSM	Colonnes gravitaires	Bielles
C	Non	2	Non	HSS114.3X114.3X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W310X107	W360X91	W200X35.9
C	Non	2	Oui	HSS114.3X114.3X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W310X107	W360X91	W200X35.9
C	Non	3	Non	HSS101.6X101.6X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W310X117	W360X91	W200X41.7
C	Non	3	Oui	HSS101.6X101.6X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W310X117	W360X91	W200X41.7
C	Oui	2	Non	HSS114.3X114.3X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W460X128	W360X91	W200X35.9
C	Oui	2	Oui	HSS114.3X114.3X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W460X128	W360X91	W200X35.9
C	Oui	3	Non	HSS101.6X101.6X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W360X122	W360X91	W200X41.7
C	Oui	3	Oui	HSS101.6X101.6X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W360X122	W360X91	W200X41.7
E	Non	2	Non	HSS127X127X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W310X143	W360X91	W200X46.1
E	Non	2	Oui	HSS127X127X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W310X143	W360X91	W200X46.1
E	Non	3	Non	HSS114.3X114.3X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W310X143	W360X91	W200X46.1
E	Non	3	Oui	HSS114.3X114.3X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W310X143	W360X91	W200X46.1
E	Oui	2	Non	HSS127X127X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W460X177	W360X91	W200X46.1
E	Oui	2	Oui	HSS127X127X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W460X177	W360X91	W200X46.1
E	Oui	3	Non	HSS114.3X114.3X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W360X162	W360X91	W200X46.1
E	Oui	3	Oui	HSS114.3X114.3X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W360X162	W360X91	W200X46.1

Tableau D-5: Sections d'acier pour un bâtiment de 16 mètres à Montréal comportant 4 segments avec un ratio h_1/h de 0,25.

Sol	2% C _f	R _d	Partage	Diagonales du segment 1	Diagonales des segments sup.	Colonnes du CCSM	Colonnes gravitaires	Bielles
C	Non	2	Non	HSS88.9X88.9X4.8	HSS88.9X88.9X4.8	W410X85	W360X79	W200X35.9
C	Non	2	Oui	HSS88.9X88.9X4.8	HSS88.9X88.9X4.8	W410X85	W360X79	W200X35.9
C	Non	3	Non	HSS76.2X76.2X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W360X101	W360X79	W200X41.7
C	Non	3	Oui	HSS76.2X76.2X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W360X101	W360X79	W200X41.7
C	Oui	2	Non	HSS88.9X88.9X4.8	HSS88.9X88.9X4.8	W460X106	W360X79	W200X35.9
C	Oui	2	Oui	HSS88.9X88.9X4.8	HSS88.9X88.9X4.8	W460X106	W360X79	W200X35.9
C	Oui	3	Non	HSS76.2X76.2X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W460X106	W360X79	W200X41.7
C	Oui	3	Oui	HSS76.2X76.2X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W460X106	W360X79	W200X41.7
E	Non	2	Non	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W410X114	W360X79	W200X46.1
E	Non	2	Oui	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W410X114	W360X79	W200X46.1
E	Non	3	Non	HSS88.9X88.9X4.8	HSS88.9X88.9X4.8	W410X114	W360X79	W200X46.1
E	Non	3	Oui	HSS88.9X88.9X4.8	HSS88.9X88.9X4.8	W410X114	W360X79	W200X46.1
E	Oui	2	Non	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W530X138	W360X79	W200X46.1
E	Oui	2	Oui	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W530X138	W360X79	W200X46.1
E	Oui	3	Non	HSS88.9X88.9X4.8	HSS88.9X88.9X4.8	W460X128	W360X79	W200X46.1
E	Oui	3	Oui	HSS88.9X88.9X4.8	HSS88.9X88.9X4.8	W460X128	W360X79	W200X46.1

Tableau D-6: Sections d'acier pour un bâtiment de 16 mètres à Montréal comportant 4 segments avec un ratio h_1/h de 0,4.

Sol	2% C _f	R _d	Partage	Diagonales du segment 1	Diagonales des segments sup.	Colonnes du CCSM	Colonnes gravitaires	Bielles
C	Non	2	Non	HSS101.6X101.6X6.4	HSS76.2X76.2X4.8	W360X91	W310X86	W200X35.9
C	Non	2	Oui	HSS101.6X101.6X6.4	HSS76.2X76.2X4.8	W360X91	W310X86	W200X35.9
C	Non	3	Non	HSS88.9X88.9X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W360X101	W310X86	W200X35.9
C	Non	3	Oui	HSS88.9X88.9X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W360X101	W310X86	W200X35.9
C	Oui	2	Non	HSS101.6X101.6X6.4	HSS76.2X76.2X4.8	W360X110	W310X86	W200X35.9
C	Oui	2	Oui	HSS101.6X101.6X6.4	HSS76.2X76.2X4.8	W360X110	W310X86	W200X35.9
C	Oui	3	Non	HSS88.9X88.9X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W410X114	W310X86	W200X35.9
C	Oui	3	Oui	HSS88.9X88.9X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W410X114	W310X86	W200X35.9
E	Non	2	Non	HSS114.3X114.3X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W460X128	W310X86	W200X46.1
E	Non	2	Oui	HSS114.3X114.3X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W460X128	W310X86	W200X46.1
E	Non	3	Non	HSS101.6X101.6X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W460X128	W310X86	W200X46.1
E	Non	3	Oui	HSS101.6X101.6X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W460X128	W310X86	W200X46.1
E	Oui	2	Non	HSS114.3X114.3X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W460X177	W310X86	W200X46.1
E	Oui	2	Oui	HSS114.3X114.3X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W460X177	W310X86	W200X46.1
E	Oui	3	Non	HSS101.6X101.6X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W460X144	W310X86	W200X46.1
E	Oui	3	Oui	HSS101.6X101.6X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W460X144	W310X86	W200X46.1

Tableau D-7: Sections d'acier pour un bâtiment de 16 mètres à Montréal comportant 5 segments avec un ratio h_1/h de 0,2.

Sol	2% C _f	R _d	Partage	Diagonales du segment 1	Diagonales des segments sup.	Colonnes du CCSM	Colonnes gravitaires	Bielles
C	Non	2	Non	HSS76.2X76.2X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W410X85	W360X79	W200X35.9
C	Non	2	Oui	HSS76.2X76.2X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W410X85	W360X79	W200X35.9
C	Non	3	Non	HSS76.2X76.2X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W410X85	W360X79	W200X41.7
C	Non	3	Oui	HSS76.2X76.2X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W410X85	W360X79	W200X41.7
C	Oui	2	Non	HSS76.2X76.2X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W460X106	W360X79	W200X35.9
C	Oui	2	Oui	HSS76.2X76.2X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W460X106	W360X79	W200X35.9
C	Oui	3	Non	HSS76.2X76.2X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W460X106	W360X79	W200X41.7
C	Oui	3	Oui	HSS76.2X76.2X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W460X106	W360X79	W200X41.7
E	Non	2	Non	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W460X106	W360X79	W200X46.1
E	Non	2	Oui	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W460X106	W360X79	W200X46.1
E	Non	3	Non	HSS88.9X88.9X4.8	HSS88.9X88.9X4.8	W460X128	W360X79	W200X46.1
E	Non	3	Oui	HSS88.9X88.9X4.8	HSS88.9X88.9X4.8	W460X128	W360X79	W200X46.1
E	Oui	2	Non	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W530X138	W360X79	W200X46.1
E	Oui	2	Oui	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W530X138	W360X79	W200X46.1
E	Oui	3	Non	HSS88.9X88.9X4.8	HSS88.9X88.9X4.8	W460X128	W360X79	W200X46.1
E	Oui	3	Oui	HSS88.9X88.9X4.8	HSS88.9X88.9X4.8	W460X128	W360X79	W200X46.1

Tableau D-8: Sections d'acier pour un bâtiment de 24 mètres à Montréal comportant 4 segments avec un ratio h_1/h de 0,4.

Sol	2% C _f	R _d	Partage	Diagonales du segment 1	Diagonales des segments sup.	Colonnes du CCSM	Colonnes gravitaires	Bielles
C	Non	2	Non	HSS101.6X101.6X6.4	HSS76.2X76.2X4.8	W460X158	W460X144	W150X29.8
C	Non	2	Oui	HSS101.6X101.6X6.4	HSS76.2X76.2X4.8	W460X158	W460X144	W150X29.8
C	Non	3	Non	HSS101.6X101.6X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W460X177	W460X144	W150X29.8
C	Non	3	Oui	HSS101.6X101.6X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W460X177	W460X144	W150X29.8
C	Oui	2	Non	HSS101.6X101.6X6.4	HSS76.2X76.2X4.8	W530X182	W460X144	W150X29.8
C	Oui	2	Oui	HSS101.6X101.6X6.4	HSS76.2X76.2X4.8	W530X182	W460X144	W150X29.8
C	Oui	3	Non	HSS101.6X101.6X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W530X182	W460X144	W150X29.8
C	Oui	3	Oui	HSS101.6X101.6X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W530X182	W460X144	W150X29.8
E	Non	2	Non	HSS127X127X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W610X217	W460X144	W200X41.7
E	Non	2	Oui	HSS127X127X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W610X217	W460X144	W200X41.7
E	Non	3	Non	HSS114.3X114.3X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W610X217	W460X144	W200X46.1
E	Non	3	Oui	HSS114.3X114.3X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W610X217	W460X144	W200X46.1
E	Oui	2	Non	HSS127X127X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W690X265	W460X144	W200X41.7
E	Oui	2	Oui	HSS127X127X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W690X265	W460X144	W200X41.7
E	Oui	3	Non	HSS114.3X114.3X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W610X262	W460X144	W200X46.1
E	Oui	3	Oui	HSS114.3X114.3X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W610X262	W460X144	W200X46.1

Tableau D-9: Sections d'acier pour un bâtiment de 24 mètres à Montréal comportant 5 segments avec un ratio h_1/h de 0,2.

Sol	2% C _f	R _d	Partage	Diagonales du segment 1	Diagonales des segments sup.	Colonnes du CCSM	Colonnes gravitaires	Bielles
C	Non	2	Non	HSS76.2X76.2X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W460X128	W460X128	W150X29.8
C	Non	2	Oui	HSS76.2X76.2X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W460X128	W460X128	W150X29.8
C	Non	3	Non	HSS76.2X76.2X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W530X138	W460X128	W150X29.8
C	Non	3	Oui	HSS76.2X76.2X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W530X138	W460X128	W150X29.8
C	Oui	2	Non	HSS76.2X76.2X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W460X177	W460X128	W150X29.8
C	Oui	2	Oui	HSS76.2X76.2X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W460X177	W460X128	W150X29.8
C	Oui	3	Non	HSS76.2X76.2X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W460X177	W460X128	W150X29.8
C	Oui	3	Oui	HSS76.2X76.2X4.8	HSS76.2X76.2X4.8	W460X177	W460X128	W150X29.8
E	Non	2	Non	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W530X182	W460X128	W200X41.7
E	Non	2	Oui	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W530X182	W460X128	W200X41.7
E	Non	3	Non	HSS88.9X88.9X4.8	HSS88.9X88.9X4.8	W530X182	W460X128	W200X46.1
E	Non	3	Oui	HSS88.9X88.9X4.8	HSS88.9X88.9X4.8	W530X182	W460X128	W200X46.1
E	Oui	2	Non	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W610X217	W460X128	W200X41.7
E	Oui	2	Oui	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W610X217	W460X128	W200X41.7
E	Oui	3	Non	HSS88.9X88.9X4.8	HSS88.9X88.9X4.8	W610X217	W460X128	W200X46.1
E	Oui	3	Oui	HSS88.9X88.9X4.8	HSS88.9X88.9X4.8	W610X217	W460X128	W200X46.1

Tableau D-10: Sections d'acier pour un bâtiment de 24 mètres à Montréal comportant 5 segments avec un ratio h_1/h de 0,4.

Sol	2% C _f	R _d	Partage	Diagonales du segment 1	Diagonales des segments sup.	Colonnes du CCSM	Colonnes gravitaires	Bielles
C	Non	2	Non	HSS101.6X101.6X6.4	HSS76.2X76.2X4.8	W460X158	W460X144	W150X29.8
C	Non	2	Oui	HSS101.6X101.6X6.4	HSS76.2X76.2X4.8	W460X158	W460X144	W150X29.8
C	Non	3	Non	HSS101.6X101.6X4.8	HSS63.5X63.5X4.8	W460X177	W460X144	W150X29.8
C	Non	3	Oui	HSS101.6X101.6X4.8	HSS63.5X63.5X4.8	W460X177	W460X144	W150X29.8
C	Oui	2	Non	HSS101.6X101.6X6.4	HSS76.2X76.2X4.8	W530X196	W460X144	W150X29.8
C	Oui	2	Oui	HSS101.6X101.6X6.4	HSS76.2X76.2X4.8	W530X196	W460X144	W150X29.8
C	Oui	3	Non	HSS101.6X101.6X4.8	HSS63.5X63.5X4.8	W530X182	W460X144	W150X29.8
C	Oui	3	Oui	HSS101.6X101.6X4.8	HSS63.5X63.5X4.8	W530X182	W460X144	W150X29.8
E	Non	2	Non	HSS127X127X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W610X217	W460X144	W200X46.1
E	Non	2	Oui	HSS127X127X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W610X217	W460X144	W200X46.1
E	Non	3	Non	HSS114.3X114.3X6.4	HSS76.2X76.2X4.8	W610X217	W460X144	W200X46.1
E	Non	3	Oui	HSS114.3X114.3X6.4	HSS76.2X76.2X4.8	W610X217	W460X144	W200X46.1
E	Oui	2	Non	HSS127X127X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W690X265	W460X144	W200X46.1
E	Oui	2	Oui	HSS127X127X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W690X265	W460X144	W200X46.1
E	Oui	3	Non	HSS114.3X114.3X6.4	HSS76.2X76.2X4.8	W610X262	W460X144	W200X46.1
E	Oui	3	Oui	HSS114.3X114.3X6.4	HSS76.2X76.2X4.8	W610X262	W460X144	W200X46.1

Tableau D-11: Sections d'acier pour un bâtiment de 9 mètres à Vancouver comportant 2 segments avec un ratio h_1/h de 0,5.

Sol	2% C _f	R _d	Partage	Diagonales du segment 1	Diagonales des segments sup.	Colonnes du CCSM	Colonnes gravitaires	Bielles
C	Non	2	Non	HSS114.3X114.3X7.9	HSS114.3X114.3X7.9	W310X79	W250X49.1	W250X67
C	Non	2	Oui	HSS114.3X114.3X7.9	HSS114.3X114.3X7.9	W310X79	W250X49.1	W250X67
C	Non	3	Non	HSS101.6X101.6X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W310X79	W250X49.1	W200X46.1
C	Non	3	Oui	HSS101.6X101.6X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W310X79	W250X49.1	W200X46.1
C	Oui	2	Non	HSS114.3X114.3X7.9	HSS114.3X114.3X7.9	W360X101	W250X49.1	W250X67
C	Oui	2	Oui	HSS114.3X114.3X7.9	HSS114.3X114.3X7.9	W360X101	W250X49.1	W250X67
C	Oui	3	Non	HSS101.6X101.6X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W310X79	W250X49.1	W200X46.1
C	Oui	3	Oui	HSS101.6X101.6X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W310X79	W250X49.1	W200X46.1
E	Non	2	Non	HSS114.3X114.3X9.5	HSS114.3X114.3X9.5	W310X107	W250X49.1	W200X71
E	Non	2	Oui	HSS114.3X114.3X9.5	HSS114.3X114.3X9.5	W310X107	W250X49.1	W200X71
E	Non	3	Non	HSS114.3X114.3X6.4	HSS114.3X114.3X6.4	W310X79	W250X49.1	W200X52
E	Non	3	Oui	HSS114.3X114.3X6.4	HSS114.3X114.3X6.4	W310X79	W250X49.1	W200X52
E	Oui	2	Non	HSS114.3X114.3X9.5	HSS114.3X114.3X9.5	W360X110	W250X49.1	W200X71
E	Oui	2	Oui	HSS114.3X114.3X9.5	HSS114.3X114.3X9.5	W410X114	W250X49.1	W200X71
E	Oui	3	Non	HSS114.3X114.3X6.4	HSS114.3X114.3X6.4	W360X91	W250X49.1	W200X52
E	Oui	3	Oui	HSS114.3X114.3X6.4	HSS114.3X114.3X6.4	W360X91	W250X49.1	W200X52

Tableau D-12: Sections d'acier pour un bâtiment de 9 mètres à Vancouver comportant 2 segments avec un ratio h_1/h de 0,67.

Sol	2% C _f	R _d	Partage	Diagonales du segment 1	Diagonales des segments sup.	Colonnes du CCSM	Colonnes gravitaires	Bielles
C	Non	2	Non	HSS127X127X7.9	HSS101.6X101.6X7.9	W250X101	W200X52	W250X67
C	Non	2	Oui	HSS127X127X7.9	HSS101.6X101.6X7.9	W250X101	W200X52	W250X67
C	Non	3	Non	HSS114.3X114.3X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W310X79	W200X52	W200X52
C	Non	3	Oui	HSS114.3X114.3X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W250X80	W200X52	W200X52
C	Oui	2	Non	HSS127X127X7.9	HSS101.6X101.6X7.9	W310X107	W200X52	W250X67
C	Oui	2	Oui	HSS127X127X7.9	HSS101.6X101.6X7.9	W310X107	W200X52	W250X67
C	Oui	3	Non	HSS114.3X114.3X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W310X86	W200X52	W200X52
C	Oui	3	Oui	HSS114.3X114.3X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W250X89	W200X52	W200X52
E	Non	2	Non	HSS139.7X139.7X7.9	HSS114.3X114.3X9.5	W310X107	W200X52	W310X67
E	Non	2	Oui	HSS139.7X139.7X7.9	HSS114.3X114.3X9.5	W310X107	W200X52	W310X67
E	Non	3	Non	HSS127X127X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W360X101	W200X52	W200X52
E	Non	3	Oui	HSS127X127X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W360X101	W200X52	W200X52
E	Oui	2	Non	HSS139.7X139.7X7.9	HSS114.3X114.3X9.5	W310X117	W200X52	W310X67
E	Oui	2	Oui	HSS139.7X139.7X7.9	HSS114.3X114.3X9.5	W310X117	W200X52	W310X67
E	Oui	3	Non	HSS127X127X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W310X107	W200X52	W200X52
E	Oui	3	Oui	HSS127X127X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W310X107	W200X52	W200X52

Tableau D-13: Sections d'acier pour un bâtiment de 9 mètres à Vancouver comportant 3 segments avec un ratio h_1/h de 0,33.

Sol	2% C _f	R _d	Partage	Diagonales du segment 1	Diagonales des segments sup.	Colonnes du CCSM	Colonnes gravitaires	Bielles
C	Non	2	Non	HSS101.6X101.6X7.9	HSS101.6X101.6X7.9	W360X79	W250X44.8	W310X67
C	Non	2	Oui	HSS101.6X101.6X7.9	HSS101.6X101.6X7.9	W360X79	W250X44.8	W310X67
C	Non	3	Non	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W310X67	W250X44.8	W200X46.1
C	Non	3	Oui	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W310X67	W250X44.8	W200X46.1
C	Oui	2	Non	HSS101.6X101.6X7.9	HSS101.6X101.6X7.9	W360X101	W250X44.8	W310X67
C	Oui	2	Oui	HSS101.6X101.6X7.9	HSS101.6X101.6X7.9	W360X101	W250X44.8	W310X67
C	Oui	3	Non	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W360X79	W250X44.8	W200X46.1
C	Oui	3	Oui	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W360X79	W250X44.8	W200X46.1
E	Non	2	Non	HSS114.3X114.3X9.5	HSS114.3X114.3X9.5	W360X101	W250X44.8	W250X73
E	Non	2	Oui	HSS114.3X114.3X9.5	HSS114.3X114.3X9.5	W360X101	W250X44.8	W250X73
E	Non	3	Non	HSS101.6X101.6X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W360X79	W250X44.8	W200X52
E	Non	3	Oui	HSS101.6X101.6X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W360X79	W250X44.8	W200X52
E	Oui	2	Non	HSS114.3X114.3X9.5	HSS114.3X114.3X9.5	W410X114	W250X44.8	W250X73
E	Oui	2	Oui	HSS114.3X114.3X9.5	HSS114.3X114.3X9.5	W410X114	W250X44.8	W250X73
E	Oui	3	Non	HSS101.6X101.6X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W360X101	W250X44.8	W200X52
E	Oui	3	Oui	HSS101.6X101.6X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W360X101	W250X44.8	W200X52

Tableau D-14: Sections d'acier pour un bâtiment de 16 mètres à Vancouver comportant 3 segments avec un ratio h_1/h de 0,5.

Sol	2% C _f	R _d	Partage	Diagonales du segment 1	Diagonales des segments sup.	Colonnes du CCSM	Colonnes gravitaires	Bielles
C	Non	2	Non	HSS139.7X139.7X7.9	HSS114.3X114.3X6.4	W360X179	W310X86	W310X67
C	Non	2	Oui	HSS139.7X139.7X7.9	HSS114.3X114.3X6.4	W360X179	W310X86	W310X67
C	Non	3	Non	HSS127X127X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W360X162	W310X86	W200X46.1
C	Non	3	Oui	HSS127X127X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W360X162	W310X86	W200X46.1
C	Oui	2	Non	HSS139.7X139.7X7.9	HSS114.3X114.3X6.4	W610X241	W310X86	W310X67
C	Oui	2	Oui	HSS139.7X139.7X7.9	HSS114.3X114.3X6.4	W610X241	W310X86	W310X67
C	Oui	3	Non	HSS127X127X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W360X216	W310X86	W200X46.1
C	Oui	3	Oui	HSS127X127X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W360X216	W310X86	W200X46.1
E	Non	2	Non	HSS152.4X152.4X9.5	HSS114.3X114.3X9.5	W360X262	W310X86	W250X73
E	Non	2	Oui	HSS152.4X152.4X9.5	HSS114.3X114.3X9.5	W360X262	W310X86	W250X73
E	Non	3	Non	HSS139.7X139.7X7.9	HSS114.3X114.3X6.4	W360X216	W310X86	W310X67
E	Non	3	Oui	HSS139.7X139.7X7.9	HSS114.3X114.3X6.4	W360X216	W310X86	W310X67
E	Oui	2	Non	HSS152.4X152.4X9.5	HSS114.3X114.3X9.5	W690X289	W310X86	W250X73
E	Oui	2	Oui	HSS152.4X152.4X9.5	HSS114.3X114.3X9.5	W690X289	W310X86	W250X73
E	Oui	3	Non	HSS139.7X139.7X7.9	HSS114.3X114.3X6.4	W690X265	W310X86	W310X67
E	Oui	3	Oui	HSS139.7X139.7X7.9	HSS114.3X114.3X6.4	W690X265	W310X86	W310X67

Tableau D-15: Sections d'acier pour un bâtiment de 16 mètres à Vancouver comportant 4 segments avec un ratio h_1/h de 0,25.

Sol	2% C _f	R _d	Partage	Diagonales du segment 1	Diagonales des segments sup.	Colonnes du CCSM	Colonnes gravitaires	Bielles
C	Non	2	Non	HSS114.3X114.3X6.4	HSS114.3X114.3X6.4	W460X144	W360X79	W250X58
C	Non	2	Oui	HSS114.3X114.3X6.4	HSS114.3X114.3X6.4	W460X144	W360X79	W250X58
C	Non	3	Non	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W460X128	W360X79	W200X46.1
C	Non	3	Oui	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W460X128	W360X79	W200X46.1
C	Oui	2	Non	HSS114.3X114.3X6.4	HSS114.3X114.3X6.4	W530X182	W360X79	W250X58
C	Oui	2	Oui	HSS114.3X114.3X6.4	HSS114.3X114.3X6.4	W530X182	W360X79	W250X58
C	Oui	3	Non	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W460X177	W360X79	W200X46.1
C	Oui	3	Oui	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W460X177	W360X79	W200X46.1
E	Non	2	Non	HSS114.3X114.3X9.5	HSS114.3X114.3X9.5	W530X196	W360X79	W250X73
E	Non	2	Oui	HSS114.3X114.3X9.5	HSS114.3X114.3X9.5	W530X196	W360X79	W250X73
E	Non	3	Non	HSS101.6X101.6X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W460X144	W360X79	W200X52
E	Non	3	Oui	HSS101.6X101.6X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W460X144	W360X79	W200X52
E	Oui	2	Non	HSS114.3X114.3X9.5	HSS114.3X114.3X9.5	W610X241	W360X79	W250X73
E	Oui	2	Oui	HSS114.3X114.3X9.5	HSS114.3X114.3X9.5	W610X241	W360X79	W250X73
E	Oui	3	Non	HSS114.3X114.3X6.4	HSS114.3X114.3X6.4	W610X217	W360X79	W250X58
E	Oui	3	Oui	HSS114.3X114.3X6.4	HSS114.3X114.3X6.4	W610X217	W360X79	W250X58

Tableau D-16: Sections d'acier pour un bâtiment de 16 mètres à Vancouver comportant 4 segments avec un ratio h_1/h de 0,4.

Sol	2% C _f	R _d	Partage	Diagonales du segment 1	Diagonales des segments sup.	Colonnes du CCSM	Colonnes gravitaires	Bielles
C	Non	2	Non	HSS127X127X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W460X177	W310X79	W200X52
C	Non	2	Oui	HSS127X127X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W460X177	W310X79	W200X52
C	Non	3	Non	HSS114.3X114.3X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W360X162	W310X79	W200X46.1
C	Non	3	Oui	HSS114.3X114.3X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W360X162	W310X79	W200X46.1
C	Oui	2	Non	HSS127X127X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W610X217	W310X79	W200X52
C	Oui	2	Oui	HSS127X127X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W610X217	W310X79	W200X52
C	Oui	3	Non	HSS114.3X114.3X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W530X196	W310X79	W200X46.1
C	Oui	3	Oui	HSS114.3X114.3X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W530X196	W310X79	W200X46.1
E	Non	2	Non	HSS139.7X139.7X9.5	HSS114.3X114.3X7.9	W610X241	W310X79	W250X73
E	Non	2	Oui	HSS139.7X139.7X9.5	HSS114.3X114.3X7.9	W610X241	W310X79	W250X73
E	Non	3	Non	HSS127X127X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W360X196	W310X79	W200X52
E	Non	3	Oui	HSS127X127X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W530X196	W310X79	W200X52
E	Oui	2	Non	HSS139.7X139.7X9.5	HSS114.3X114.3X7.9	W690X289	W310X79	W250X73
E	Oui	2	Oui	HSS139.7X139.7X9.5	HSS114.3X114.3X7.9	W690X289	W310X79	W250X73
E	Oui	3	Non	HSS127X127X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W610X241	W310X79	W200X52
E	Oui	3	Oui	HSS127X127X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W610X217	W310X79	W200X52

Tableau D-17: Sections d'acier pour un bâtiment de 16 mètres à Vancouver comportant 5 segments avec un ratio h_1/h de 0,2.

Sol	2% C _f	R _d	Partage	Diagonales du segment 1	Diagonales des segments sup.	Colonnes du CCSM	Colonnes gravitaires	Bielles
C	Non	2	Non	HSS101.6X101.6X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W530X138	W360X79	W200X52
C	Non	2	Oui	HSS101.6X101.6X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W530X138	W360X79	W200X52
C	Non	3	Non	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W460X128	W360X79	W200X46.1
C	Non	3	Oui	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W460X128	W360X79	W200X46.1
C	Oui	2	Non	HSS101.6X101.6X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W530X182	W360X79	W200X52
C	Oui	2	Oui	HSS101.6X101.6X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W530X182	W360X79	W200X52
C	Oui	3	Non	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W530X182	W360X79	W200X46.1
C	Oui	3	Oui	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W530X182	W360X79	W200X46.1
E	Non	2	Non	HSS114.3X114.3X7.9	HSS114.3X114.3X7.9	W530X196	W360X79	W200X71
E	Non	2	Oui	HSS114.3X114.3X7.9	HSS114.3X114.3X7.9	W530X196	W360X79	W200X71
E	Non	3	Non	HSS101.6X101.6X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W460X158	W360X79	W200X52
E	Non	3	Oui	HSS101.6X101.6X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W460X158	W360X79	W200X52
E	Oui	2	Non	HSS114.3X114.3X7.9	HSS114.3X114.3X7.9	W610X262	W360X79	W200X71
E	Oui	2	Oui	HSS114.3X114.3X7.9	HSS114.3X114.3X7.9	W610X262	W360X79	W200X71
E	Oui	3	Non	HSS101.6X101.6X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W610X217	W360X79	W200X52
E	Oui	3	Oui	HSS101.6X101.6X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W610X217	W360X79	W200X52

Tableau D-18: Sections d'acier pour un bâtiment de 24 mètres à Vancouver comportant 4 segments avec un ratio h_1/h de 0,4.

Sol	2% C _f	R _d	Partage	Diagonales du segment 1	Diagonales des segments sup.	Colonnes du CCSM	Colonnes gravitaires	Bielles
C	Non	2	Non	HSS139.7X139.7X7.9	HSS101.6X101.6X6.4	W690X289	W460X144	W200X52
C	Non	2	Oui	HSS139.7X139.7X7.9	HSS101.6X101.6X6.4	W690X289	W460X144	W200X52
C	Non	3	Non	HSS127X127X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W690X265	W460X144	W200X46.1
C	Non	3	Oui	HSS127X127X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W690X265	W460X144	W200X46.1
C	Oui	2	Non	HSS139.7X139.7X7.9	HSS101.6X101.6X6.4	W760X350	W460X144	W200X52
C	Oui	2	Oui	HSS139.7X139.7X7.9	HSS101.6X101.6X6.4	W760X350	W460X144	W200X52
C	Oui	3	Non	HSS127X127X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W690X323	W460X144	W200X46.1
C	Oui	3	Oui	HSS127X127X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W690X323	W460X144	W200X46.1
E	Non	2	Non	HSS177.8X177.8X9.5	HSS127X127X7.9	W840X473	W460X144	W250X73
E	Non	2	Oui	HSS177.8X177.8X9.5	HSS127X127X7.9	W840X473	W460X144	W250X73
E	Non	3	Non	HSS139.7X139.7X7.9	HSS114.3X114.3X6.4	W760X350	W460X144	W200X52
E	Non	3	Oui	HSS139.7X139.7X7.9	HSS114.3X114.3X6.4	W760X350	W460X144	W200X52
E	Oui	2	Non	HSS177.8X177.8X9.5	HSS127X127X7.9	W920X491	W460X144	W250X73
E	Oui	2	Oui	HSS177.8X177.8X9.5	HSS127X127X7.9	W920X491	W460X144	W250X73
E	Oui	3	Non	HSS139.7X139.7X7.9	HSS114.3X114.3X6.4	W760X389	W460X144	W200X52
E	Oui	3	Oui	HSS139.7X139.7X7.9	HSS114.3X114.3X6.4	W690X419	W460X144	W200X52

Tableau D-19: Sections d'acier pour un bâtiment de 24 mètres à Vancouver comportant 5 segments avec un ratio h_1/h de 0,2.

Sol	2% C _f	R _d	Partage	Diagonales du segment 1	Diagonales des segments sup.	Colonnes du CCSM	Colonnes gravitaires	Bielles
C	Non	2	Non	HSS101.6X101.6X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W610X217	W460X128	W200X46.1
C	Non	2	Oui	HSS101.6X101.6X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W610X217	W460X128	W200X46.1
C	Non	3	Non	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W610X217	W460X128	W200X46.1
C	Non	3	Oui	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W610X217	W460X128	W200X46.1
C	Oui	2	Non	HSS101.6X101.6X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W690X265	W460X128	W200X46.1
C	Oui	2	Oui	HSS101.6X101.6X6.4	HSS101.6X101.6X6.4	W690X265	W460X128	W200X46.1
C	Oui	3	Non	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W690X265	W460X128	W200X46.1
C	Oui	3	Oui	HSS88.9X88.9X6.4	HSS88.9X88.9X6.4	W690X265	W460X128	W200X46.1
E	Non	2	Non	HSS127X127X6.4	HSS127X127X6.4	W690X265	W460X128	W200X59
E	Non	2	Oui	HSS127X127X6.4	HSS127X127X6.4	W690X265	W460X128	W200X59
E	Non	3	Non	HSS114.3X114.3X6.4	HSS114.3X114.3X6.4	W610X262	W460X128	W200X52
E	Non	3	Oui	HSS114.3X114.3X6.4	HSS114.3X114.3X6.4	W610X262	W460X128	W200X52
E	Oui	2	Non	HSS127X127X7.9	HSS127X127X7.9	W1000X415	W460X128	W200X71
E	Oui	2	Oui	HSS127X127X7.9	HSS127X127X7.9	W1000X415	W460X128	W200X71
E	Oui	3	Non	HSS114.3X114.3X6.4	HSS114.3X114.3X6.4	W760X350	W460X128	W200X52
E	Oui	3	Oui	HSS114.3X114.3X6.4	HSS114.3X114.3X6.4	W760X350	W460X128	W200X52

Tableau D-20: Sections d'acier pour un bâtiment de 24 mètres à Vancouver comportant 5 segments avec un ratio h_1/h de 0,4.

Sol	2% C _f	R _d	Partage	Diagonales du segment 1	Diagonales des segments sup.	Colonnes du CCSM	Colonnes gravitaires	Bielles
C	Non	2	Non	HSS139.7X139.7X7.9	HSS101.6X101.6X6.4	W690X323	W460X144	W200X52
C	Non	2	Oui	HSS139.7X139.7X7.9	HSS101.6X101.6X6.4	W690X323	W460X144	W200X52
C	Non	3	Non	HSS127X127X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W690X265	W460X144	W200X46.1
C	Non	3	Oui	HSS127X127X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W690X265	W460X144	W200X46.1
C	Oui	2	Non	HSS139.7X139.7X7.9	HSS101.6X101.6X6.4	W690X384	W460X144	W200X52
C	Oui	2	Oui	HSS139.7X139.7X7.9	HSS101.6X101.6X6.4	W690X384	W460X144	W200X52
C	Oui	3	Non	HSS127X127X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W690X323	W460X144	W200X46.1
C	Oui	3	Oui	HSS127X127X6.4	HSS88.9X88.9X4.8	W690X323	W460X144	W200X46.1
E	Non	2	Non	HSS177.8X177.8X9.5	HSS114.3X114.3X7.9	W840X473	W460X144	W250X73
E	Non	2	Oui	HSS177.8X177.8X9.5	HSS114.3X114.3X7.9	W840X433	W460X144	W250X73
E	Non	3	Non	HSS139.7X139.7X7.9	HSS101.6X101.6X6.4	W760X350	W460X144	W250X58
E	Non	3	Oui	HSS139.7X139.7X7.9	HSS101.6X101.6X6.4	W760X350	W460X144	W250X58
E	Oui	2	Non	HSS177.8X177.8X9.5	HSS114.3X114.3X7.9	W840X527	W460X144	W250X73
E	Oui	2	Oui	HSS177.8X177.8X9.5	HSS114.3X114.3X7.9	W920X491	W460X144	W250X73
E	Oui	3	Non	HSS139.7X139.7X7.9	HSS101.6X101.6X6.4	W840X433	W460X144	W250X58
E	Oui	3	Oui	HSS139.7X139.7X7.9	HSS101.6X101.6X6.4	W840X433	W460X144	W250X58

ANNEXE E VALIDATION DU MODÈLE *OPENSEES* UTILISÉ POUR EFFECTUER LES ANALYSES TEMPORELLES NON LINÉAIRES

À la section 8.3, on avait présenté le modèle par éléments finis pour fin d'analyses temporelles non linéaires avec le logiciel *OpenSees*. Cette annexe a pour but de valider ce modèle en appliquant différentes sollicitations. La géométrie du CCSM à trois segments de type MD est donnée à la Figure E-1. Le bâtiment est localisé à Montréal sur un sol de catégorie E. Dans un premier temps, on vérifiera la réaction transmise à la fondation lorsqu'une charge de gravité ou latérale est appliquée au niveau du toit. Finalement, la période du mode fondamentale du bâtiment sera comparée à la période empirique.

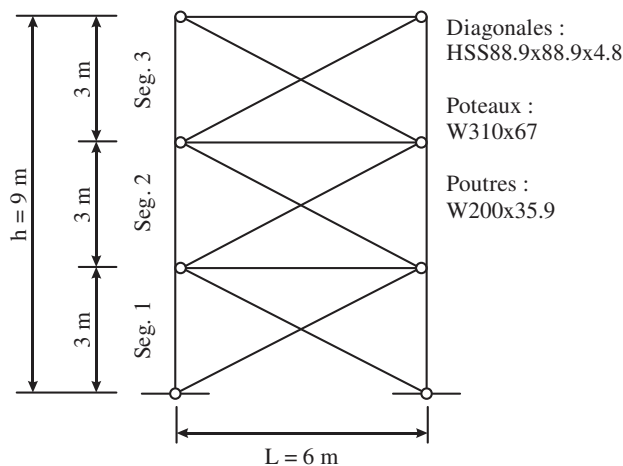


Figure E-1: Géométrie du CC3S et des sections d'acier des éléments structuraux.

Dans cette annexe, la validité du modèle est uniquement réalisée sur le CCSM. Une colonne P-Delta est employée dans le modèle pour prendre en compte les effets de second ordre provenant des charges de gravité appliquées aux colonnes gravitaires.

E.1 Application d'une charge de gravité

La première vérification consiste à appliquer une charge gravitaire au sommet des colonnes. Par équilibre, ces charges se transfèrent aux appuis inférieurs. Dans le logiciel *OpenSees*, les réactions des nœuds inférieurs sont enregistrées durant l'application des charges axiales. La Figure E-2

illustre le chargement imposé. Dans le modèle, les charges sont appliquées selon un profil linéaire en 50 phases.

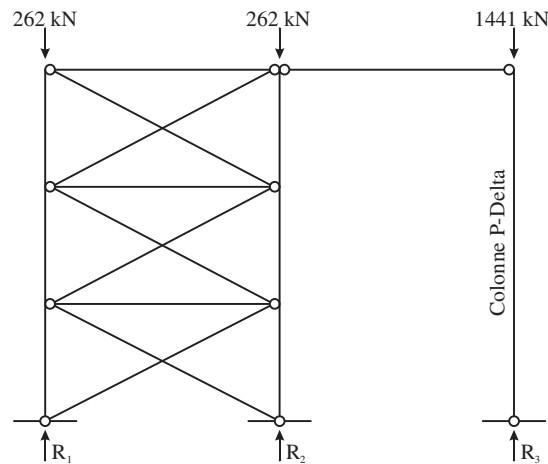


Figure E-2: Application d'une charge de gravité.

Les différentes étapes de modélisation ont été présentées au chapitre 8. Une fois les charges appliquées, les réactions R_1 , R_2 et R_3 provenant des nœuds inférieurs sont obtenus de l'analyse. Le modèle a mesuré des efforts verticaux de 262 kN aux fondations du CCSM et de 1441 kN au bas de la colonne P-Delta. Les efforts appliqués se transmettent adéquatement aux différents appuis.

E.2 Application d'une charge latérale

On vérifie, dans cette seconde partie, le transfert aux fondations d'une charge latérale appliquée au sommet des poteaux du CCSM. La sollicitation est illustrée à la Figure E-3. Ces efforts sont appliqués comme les charges gravitaires de la précédente section.

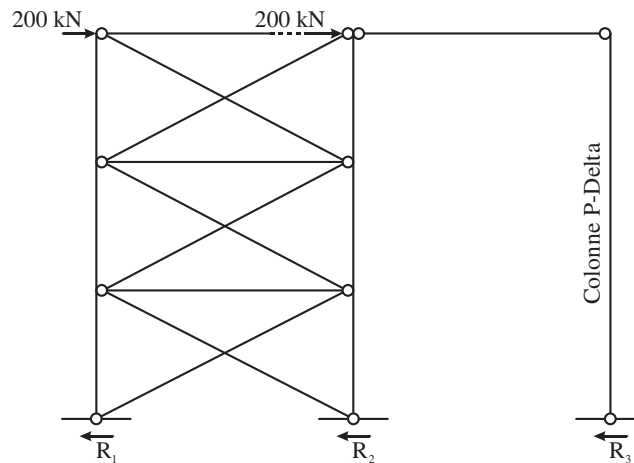


Figure E-3: Application d'une charge latérale.

Les réactions horizontales mesurées à la fondation sont 203 kN pour R_1 , 197 kN pour R_2 et 0 kN pour R_3 . La réaction totale est de 400 kN correspondant à la charge appliquée au niveau du toit. Aucune réaction horizontale n'est enregistrée au bas de la colonne P-Delta puisqu'elle est articulée à ses deux extrémités. Le modèle répond adéquatement à cette seconde sollicitation.

E.3 Évaluation de la période du mode fondamentale

L'évaluation de la période du mode fondamentale permet de confirmer la validité du modèle. En effet, si cette dernière est identique à celle obtenue de la conception, cela signifie que les éléments structuraux sont orientés adéquatement et reliés entre eux. Une commande du logiciel *OpenSees* permet de calculer les fréquences propres de vibration ω de la structure étudiée. La période T du CCSM est ensuite calculée selon :

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (\text{F-1})$$

Dans la théorie de la dynamique des structures, la fréquence propre est déterminée à partir de la résolution du problème aux valeurs propres suivant :

$$\left[K - \omega^2 M \right] \phi = 0 \quad (\text{F-2})$$

Dans cette équation, K est la matrice de rigidité du système, M est la matrice de masse du système et ϕ est le mode de déformation correspondant à la fréquence de vibration ω . Dans les CCSM, la

masse de l'étage est située au niveau du toit, ce qui signifie que la structure ne possède qu'un seul degré de liberté dynamique. De ce fait, la structure n'a qu'une seule fréquence de vibration propre correspondant au mode fondamental. La valeur de ω est obtenue en résolvant $K - \omega^2 M = 0$.

En utilisant l'équation (F-1), on calcule une période du mode fondamentale de 0,680 s. La période réelle provenant de la conception (équation (6-7)) est de 0,694 s (+2,0%). Le modèle *OpenSees* du CC3S est un peu plus rigide de par une période plus faible. La faible différence entre les deux valeurs provient de la simplification de la connexion poteau-poutre qui est articulée dans la conception et de la zone rigide des poteaux qui est négligée lors du dimensionnement de ces éléments, ce qui réduit la longueur de flambement des poteaux du CCSM. Dans la modélisation *OpenSees*, des ressorts sont modélisés aux extrémités des diagonales discontinue et continue afin de simuler la rigidité en flexion et en torsion du gousset au niveau de la rotule plastique (zone $2t_g$).

ANNEXE F RÉSULTATS STATISTIQUES DES ANALYSES TEMPORELLES NON LINÉAIRES

On présente dans cette annexe les statistiques des analyses temporelles non linéaires (ATNL) provenant du chapitre 8. Cette annexe est divisée en deux sections soit pour les bâtiments localisés à Montréal et ceux localisés à Vancouver.

Dans tous les tableaux, la médiane, le 84^e centile ainsi que l'intervalle des données sont présentés. En ce qui a trait aux paramètres, on s'intéresse uniquement aux différents déplacements latéraux et efforts de flexion dans le plan du CCSM M_{fy} . En ce qui a trait aux déplacements horizontaux, ceux-ci sont normalisés par rapport à la hauteur du segment concerné. Les efforts de flexion ont été normalisés par rapport au moment plastique selon l'axe faible M_{py} . Les colonnes du CCSM sont représentées par l'indice cc et les colonnes gravitaires par l'indice cg . Tous les résultats sont comparés à la valeur anticipée provenant de la conception.

F.1 Bâtiments localisés à Montréal

Tableau F-1: Statistiques du groupe de bâtiments 1 à deux segments pour un type LD.

Paramètre	Sans partage des efforts					Avec partage des efforts				
	Médiane			84 ^e centile	Intervalle	Médiane			84 ^e centile	Intervalle
	M6.0	M6.5	Tous			M6.0	M6.5	Tous		
$\Delta_{\text{Toit}} (\%)$	0.50	0.44	0.45	0.53	(0.29 - 0.57)	0.50	0.44	0.45	0.53	(0.29 - 0.56)
$\Delta_{\text{Toit}} / R_d R_o \Delta_e$	1.05	0.92	0.94	1.11	(0.61 - 1.19)	1.06	0.92	0.94	1.11	(0.62 - 1.17)
$\Delta_{\text{Segment 2}} (\%)$	0.62	0.54	0.57	0.68	(0.36 - 0.72)	0.62	0.55	0.57	0.68	(0.36 - 0.71)
$\Delta_{\text{Segment 2}} (\text{ATNL/Conception})$	0.85	0.74	0.78	0.93		0.88	0.77	0.80	0.95	
$\Delta_{\text{Segment 1}} (\%)$	0.44	0.38	0.39	0.46	(0.26 - 0.49)	0.44	0.38	0.39	0.45	(0.26 - 0.48)
$\Delta_{\text{Segment 1}} (\text{ATNL/Conception})$	1.26	1.10	1.11	1.30		1.23	1.07	1.08	1.27	
FCD (ATNL - Segment critique)	1.24	1.24	1.27	1.29		1.24	1.25	1.27	1.29	
$M_{cc,y-\max} / M_{py,cc} (\text{Segment 1})$	6.51	5.75	6.31	8.16	(3.72 - 8.85)	6.45	5.73	6.31	8.18	(3.69 - 8.28)
$M_{cc,y-\max} / M_{cc,y-\text{conception}} (\text{Segment 1})$	1.01	0.89	0.98	1.27		1.08	0.96	1.05	1.37	
$M_{cg,y-\max} / M_{py,cg} (\text{Segment 1})$						2.84	2.24	2.52	3.47	(1.68 - 3.72)
$M_{cg,y-\max} / M_{cg,y-\text{conception}} (\text{Segment 1})$						0.60	0.48	0.54	0.74	

Tableau F-2: Statistiques du groupe de bâtiments 1 à deux segments pour un type MD.

Paramètre	Sans partage des efforts					Avec partage des efforts				
	Médiane			84 ^e centile	Intervalle	Médiane			84 ^e centile	Intervalle
	M6.0	M6.5	Tous			M6.0	M6.5	Tous		
$\Delta_{\text{Toit}} (\%)$	0.55	0.57	0.55	0.61	(0.48 - 0.69)	0.55	0.55	0.55	0.61	(0.48 - 0.69)
$\Delta_{\text{Toit}} / R_d R_o \Delta_e$	1.02	1.06	1.02	1.14	(0.89 - 1.28)	1.02	1.06	1.02	1.14	(0.89 - 1.28)
$\Delta_{\text{Segment 2}} (\%)$	0.81	0.88	0.81	1.04	(0.64 - 1.25)	0.79	0.86	0.80	1.03	(0.63 - 1.21)
$\Delta_{\text{Segment 2}} (\text{ATNL/Conception})$	1.25	1.35	1.25	1.61		1.16	1.26	1.17	1.51	
$\Delta_{\text{Segment 1}} (\%)$	0.41	0.41	0.41	0.42	(0.39 - 0.42)	0.42	0.41	0.42	0.43	(0.40 - 0.43)
$\Delta_{\text{Segment 1}} (\text{ATNL/Conception})$	0.85	0.84	0.85	0.87		0.90	0.89	0.90	0.92	
FCD (ATNL - Segment critique)	1.48	1.54	1.48	1.71		1.44	1.56	1.45	1.68	
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{py,cc}} (\text{Segment 1})$	10.06	10.92	10.06	12.41	(7.79 - 16.69)	9.47	10.30	9.47	11.76	(7.48 - 15.52)
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{cc,y-conception}} (\text{Segment 1})$	0.94	1.02	0.94	1.16		0.97	1.05	0.97	1.20	
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{py,cg}} (\text{Segment 1})$						5.19	5.79	5.33	6.71	(3.61 - 10.04)
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{cg,y-conception}} (\text{Segment 1})$						0.67	0.75	0.69	0.87	

Tableau F-3: Statistiques du groupe de bâtiments 2 à trois segments pour un type LD.

Paramètre	Sans partage des efforts					Avec partage des efforts				
	Médiane			84 ^e centile	Intervalle	Médiane			84 ^e centile	Intervalle
	M6.0	M6.5	Tous			M6.0	M6.5	Tous		
$\Delta_{\text{Toit}} (\%)$	0.53	0.46	0.50	0.56	(0.42 - 0.64)	0.53	0.46	0.49	0.56	(0.42 - 0.64)
$\Delta_{\text{Toit}} / R_d R_o \Delta_e$	0.98	0.86	0.92	1.05	(0.78 - 1.20)	0.98	0.86	0.90	1.05	(0.78 - 1.20)
$\Delta_{\text{Segment 3}} (\%)$	0.56	0.46	0.53	0.59	(0.42 - 0.67)	0.56	0.48	0.52	0.58	(0.42 - 0.67)
$\Delta_{\text{Segment 3}} (\text{ATNL/Conception})$	1.12	0.93	1.07	1.19		1.11	0.96	1.04	1.17	
$\Delta_{\text{Segment 2}} (\%)$	0.55	0.49	0.52	0.59	(0.43 - 0.67)	0.55	0.50	0.50	0.59	(0.43 - 0.67)
$\Delta_{\text{Segment 2}} (\text{ATNL/Conception})$	1.11	0.98	1.03	1.18		1.10	0.99	1.01	1.18	
$\Delta_{\text{Segment 1}} (\%)$	0.47	0.49	0.46	0.51	(0.40 - 0.59)	0.47	0.44	0.46	0.52	(0.39 - 0.59)
$\Delta_{\text{Segment 1}} (\text{ATNL/Conception})$	0.77	0.98	0.76	0.83		0.78	0.72	0.75	0.85	
FCD (ATNL - Segment critique)	0.89	1.06	0.93	0.90		0.90	0.96	0.94	0.92	
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{py,cc}} (\text{Segment 2})$	3.47	3.45	3.47	3.85	(2.63 - 4.68)	3.02	2.91	2.97	4.05	(2.17 - 4.39)
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{cc,y-conception}} (\text{Segment 2})$	∞	∞	∞	∞		∞	∞	∞	∞	
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{py,cc}} (\text{Segment 1})$	3.58	3.83	3.81	4.70	(3.02 - 5.18)	3.45	3.65	3.51	3.98	(2.95 - 5.15)
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{cc,y-conception}} (\text{Segment 1})$	3.03	3.24	3.22	3.98		2.99	3.17	3.05	3.45	
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{py,cg}} (\text{Segment 2})$						1.00	0.59	0.61	1.07	(0.34 - 1.21)
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{cg,y-conception}} (\text{Segment 2})$						57.3	33.9	35.1	60.9	
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{py,cg}} (\text{Segment 1})$						1.15	1.08	1.11	1.46	(0.77 - 1.74)
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{cg,y-conception}} (\text{Segment 1})$						1.41	1.33	1.37	1.80	

Tableau F-4: Statistiques du groupe de bâtiments 2 à trois segments pour un type MD.

Paramètre	Sans partage des efforts					Avec partage des efforts				
	Médiane			84 ^e centile	Intervalle	Médiane			84 ^e centile	Intervalle
	M6.0	M6.5	Tous			M6.0	M6.5	Tous		
$\Delta_{\text{Toit}} (\%)$	0.64	0.66	0.66	0.74	(0.45 - 0.77)	0.64	0.66	0.66	0.73	(0.45 - 0.76)
$\Delta_{\text{Toit}} / R_d R_o \Delta_e$	1.01	1.05	1.05	1.17	(0.71 - 1.23)	1.02	1.05	1.05	1.17	(0.71 - 1.20)
$\Delta_{\text{Segment 3}} (\%)$	0.64	0.67	0.65	0.70	(0.45 - 0.72)	0.64	0.65	0.65	0.66	(0.45 - 0.72)
$\Delta_{\text{Segment 3}} (\text{ATNL/Conception})$	1.34	1.40	1.36	1.46		1.33	1.35	1.35	1.37	
$\Delta_{\text{Segment 2}} (\%)$	0.66	0.69	0.68	0.71	(0.47 - 0.72)	0.66	0.67	0.66	0.69	(0.47 - 0.71)
$\Delta_{\text{Segment 2}} (\text{ATNL/Conception})$	1.35	1.43	1.40	1.47		1.33	1.34	1.33	1.39	
$\Delta_{\text{Segment 1}} (\%)$	0.61	0.69	0.62	0.82	(0.43 - 0.98)	0.63	0.65	0.65	0.81	(0.42 - 0.92)
$\Delta_{\text{Segment 1}} (\text{ATNL/Conception})$	0.66	1.43	0.67	0.89		0.69	0.72	0.72	0.89	
FCD (ATNL - Segment critique)	0.96	1.05	0.94	1.12		0.97	0.99	0.99	1.10	
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{py,cc}} (\text{Segment 2})$	3.99	3.75	3.95	4.32	(2.21 - 4.56)	3.65	4.18	4.03	4.34	(2.25 - 5.24)
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{cc,y-conception}} (\text{Segment 2})$	2.43	2.28	2.41	2.63		2.72	3.12	3.01	3.24	
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{py,cc}} (\text{Segment 1})$	3.66	3.30	3.43	5.48	(2.81 - 8.23)	4.96	3.19	3.24	5.20	(2.39 - 7.05)
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{cc,y-conception}} (\text{Segment 1})$	0.45	0.41	0.42	0.68		0.67	0.43	0.44	0.70	
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{py,cg}} (\text{Segment 2})$						1.33	1.06	1.19	1.64	(0.54 - 2.12)
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{cg,y-conception}} (\text{Segment 2})$						1.52	1.21	1.36	1.87	
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{py,cg}} (\text{Segment 1})$						1.83	1.12	1.53	2.52	(0.79 - 3.84)
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{cg,y-conception}} (\text{Segment 1})$						0.35	0.21	0.29	0.48	

Tableau F-5: Statistiques du groupe de bâtiments 5 à cinq segments pour un type LD.

Paramètre	Sans partage des efforts					Avec partage des efforts				
	Médiane			84 ^e centile	Intervalle	Médiane			84 ^e centile	Intervalle
	M6.0	M6.5	Tous			M6.0	M6.5	Tous		
$\Delta_{\text{Toit}} (\%)$	0.25	0.41	0.30	0.48	(0.18 - 0.63)	0.25	0.41	0.30	0.48	(0.18 - 0.62)
$\Delta_{\text{Toit}} / R_d R_o \Delta_e$	0.51	0.84	0.62	0.98	(0.36 - 1.29)	0.51	0.84	0.62	1.00	(0.36 - 1.27)
$\Delta_{\text{Segment 5}} (\%)$	0.30	0.46	0.36	0.54	(0.21 - 0.73)	0.30	0.49	0.36	0.58	(0.21 - 0.72)
$\Delta_{\text{Segment 5}} (\text{ATNL/Conception})$	0.55	0.85	0.67	1.01		0.55	0.91	0.67	1.08	
$\Delta_{\text{Segment 4}} (\%)$	0.30	0.47	0.36	0.56	(0.21 - 0.75)	0.30	0.49	0.36	0.58	(0.21 - 0.74)
$\Delta_{\text{Segment 4}} (\text{ATNL/Conception})$	0.56	0.89	0.67	1.05		0.55	0.91	0.67	1.08	
$\Delta_{\text{Segment 3}} (\%)$	0.29	0.48	0.35	0.57	(0.20 - 0.74)	0.29	0.46	0.35	0.55	(0.20 - 0.73)
$\Delta_{\text{Segment 3}} (\text{ATNL/Conception})$	0.53	0.88	0.64	1.04		0.52	0.84	0.63	1.00	
$\Delta_{\text{Segment 2}} (\%)$	0.27	0.46	0.32	0.55	(0.19 - 0.72)	0.27	0.43	0.32	0.51	(0.19 - 0.68)
$\Delta_{\text{Segment 2}} (\text{ATNL/Conception})$	0.42	0.72	0.50	0.85		0.43	0.69	0.52	0.82	
$\Delta_{\text{Segment 1}} (\%)$	0.19	0.32	0.24	0.37	(0.14 - 0.47)	0.19	0.32	0.24	0.37	(0.14 - 0.46)
$\Delta_{\text{Segment 1}} (\text{ATNL/Conception})$	0.53	0.87	0.65	1.00		0.52	0.85	0.64	0.99	
FCD (ATNL - Segment critique)	1.07	1.13	1.07	1.15		1.06	1.06	1.06	1.07	
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{py,cc}} (\text{Segment 4})$	0.22	0.67	0.27	0.89	(0.16 - 1.83)	0.22	0.87	0.26	1.17	(0.16 - 1.46)
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{cc,y-conception}} (\text{Segment 4})$	1.42	4.37	1.75	5.81		1.71	6.73	2.03	9.10	
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{py,cc}} (\text{Segment 3})$	0.55	0.98	0.65	1.15	(0.36 - 1.86)	0.52	0.92	0.62	1.27	(0.37 - 2.04)
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{cc,y-conception}} (\text{Segment 3})$	1.80	3.21	2.14	3.79		33.7	59.4	40.3	81.8	
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{py,cc}} (\text{Segment 2})$	0.89	1.38	1.09	1.48	(0.65 - 1.83)	0.89	1.34	1.09	1.47	(0.64 - 1.71)
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{cc,y-conception}} (\text{Segment 2})$	0.25	0.39	0.31	0.42		0.35	0.52	0.43	0.57	
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{py,cc}} (\text{Segment 1})$	3.11	4.70	3.71	5.86	(1.24 - 7.82)	3.07	4.67	3.68	5.67	(1.20 - 7.40)
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{cc,y-conception}} (\text{Segment 1})$	0.70	1.05	0.83	1.31		0.78	1.18	0.93	1.44	
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{py,cg}} (\text{Segment 4})$						0.04	0.23	0.04	0.50	(0.03 - 1.04)
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{cg,y-conception}} (\text{Segment 4})$						0.20	1.31	0.20	2.84	
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{py,cg}} (\text{Segment 3})$						0.14	0.48	0.17	0.79	(0.10 - 1.08)
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{cg,y-conception}} (\text{Segment 3})$						0.52	1.81	0.62	2.95	
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{py,cg}} (\text{Segment 2})$						0.24	0.40	0.28	0.46	(0.19 - 0.86)
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{cg,y-conception}} (\text{Segment 2})$						0.14	0.23	0.16	0.26	
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{py,cg}} (\text{Segment 1})$						1.20	1.54	1.32	1.98	(0.72 - 2.81)
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{cg,y-conception}} (\text{Segment 1})$						0.37	0.48	0.41	0.62	

Tableau F-6: Statistiques du groupe de bâtiments 5 à cinq segments pour un type MD.

Paramètre	Sans partage des efforts					Avec partage des efforts				
	Médiane			84 ^e centile	Intervalle	Médiane			84 ^e centile	Intervalle
	M6.0	M6.5	Tous			M6.0	M6.5	Tous		
$\Delta_{\text{Toit}} (\%)$	0.25	0.47	0.30	0.60	(0.17 - 0.69)	0.25	0.47	0.30	0.60	(0.17 - 0.69)
$\Delta_{\text{Toit}} / R_{d0} \Delta_e$	0.47	0.90	0.56	1.13	(0.32 - 1.31)	0.47	0.90	0.56	1.00	(0.32 - 1.31)
$\Delta_{\text{Segment 5}} (\%)$	0.29	0.57	0.35	0.71	(0.20 - 0.82)	0.29	0.58	0.35	0.72	(0.20 - 0.89)
$\Delta_{\text{Segment 5}} (\text{ATNL/Conception})$	0.48	0.94	0.57	1.16		0.48	0.95	0.57	1.19	
$\Delta_{\text{Segment 4}} (\%)$	0.29	0.58	0.36	0.72	(0.20 - 0.85)	0.29	0.58	0.36	0.73	(0.20 - 0.89)
$\Delta_{\text{Segment 4}} (\text{ATNL/Conception})$	0.48	0.95	0.58	1.19		0.48	0.95	0.58	1.20	
$\Delta_{\text{Segment 3}} (\%)$	0.29	0.56	0.35	0.73	(0.19 - 0.89)	0.29	0.57	0.35	0.72	(0.19 - 0.87)
$\Delta_{\text{Segment 3}} (\text{ATNL/Conception})$	0.47	0.92	0.57	1.19		0.47	0.92	0.56	1.18	
$\Delta_{\text{Segment 2}} (\%)$	0.27	0.56	0.33	0.71	(0.18 - 0.88)	0.26	0.54	0.32	0.68	(0.18 - 0.78)
$\Delta_{\text{Segment 2}} (\text{ATNL/Conception})$	0.41	0.85	0.50	1.09		0.41	0.85	0.51	1.07	
$\Delta_{\text{Segment 1}} (\%)$	0.19	0.33	0.22	0.41	(0.13 - 0.44)	0.19	0.33	0.22	0.42	(0.13 - 0.44)
$\Delta_{\text{Segment 1}} (\text{ATNL/Conception})$	0.49	0.86	0.57	1.07		0.48	0.85	0.57	1.06	
FCD (ATNL - Segment critique)	1.09	1.17	1.11	1.20		1.07	1.14	1.09	1.14	
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{py,cc}} (\text{Segment 4})$	0.23	0.86	0.37	1.00	(0.13 - 1.07)	0.21	0.74	0.31	0.74	(0.12 - 0.77)
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{cc,y-conception}} (\text{Segment 4})$	1.52	5.78	2.46	6.71		1.61	5.75	2.44	5.80	
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{py,cc}} (\text{Segment 3})$	0.46	0.69	0.51	0.74	(0.31 - 0.98)	0.43	0.64	0.48	0.74	(0.31 - 0.93)
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{cc,y-conception}} (\text{Segment 3})$	1.51	2.25	1.65	2.41		3.8	5.6	4.1	6.5	
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{py,cc}} (\text{Segment 2})$	0.73	1.13	0.86	1.42	(0.49 - 2.13)	0.74	1.20	0.89	1.37	(0.48 - 1.68)
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{cc,y-conception}} (\text{Segment 2})$	0.35	0.54	0.41	0.67		0.55	0.90	0.67	1.02	
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{py,cc}} (\text{Segment 1})$	2.91	5.16	3.26	6.62	(1.39 - 8.69)	2.85	4.95	3.17	6.22	(1.35 - 7.58)
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{cc,y-conception}} (\text{Segment 1})$	0.70	1.24	0.78	1.59		0.77	1.34	0.86	1.68	
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{py,cg}} (\text{Segment 4})$						0.02	0.30	0.11	0.39	(0.02 - 0.40)
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{cg,y-conception}} (\text{Segment 4})$						0.12	2.00	0.72	2.63	
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{py,cg}} (\text{Segment 3})$						0.12	0.26	0.13	0.28	(0.09 - 0.29)
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{cg,y-conception}} (\text{Segment 3})$						1.50	3.33	1.59	3.49	
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{py,cg}} (\text{Segment 2})$						0.21	0.44	0.30	0.52	(0.16 - 0.96)
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{cg,y-conception}} (\text{Segment 2})$						0.25	0.52	0.35	0.63	
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{py,cg}} (\text{Segment 1})$						1.26	2.17	1.39	2.88	(0.80 - 4.13)
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{cg,y-conception}} (\text{Segment 1})$						0.41	0.71	0.45	0.94	

F.2 Bâtiments localisés à Vancouver

Tableau F-7: Statistiques du groupe de bâtiments 2 à cinq segments pour un type LD.

Paramètre					Avec partage des efforts			
	Médiane		84 ^e centile	Intervalle	Médiane		84 ^e centile	Intervalle
	Tous	11 max.			Tous	11 max.		
$\Delta_{\text{Toit}} (\%)$	0.69	0.83	0.83	(0.39 - 1.06)	0.69	0.82	0.82	(0.39 - 1.07)
$\Delta_{\text{Toit}} / R_{dRo} \Delta_e$	1.04	1.26	1.49	(0.59 - 1.60)	1.04	1.24	1.00	(0.59 - 1.62)
$\Delta_{\text{Segment 3}} (\%)$	0.53	0.56	0.56	(0.43 - 1.00)	0.53	0.55	0.55	(0.43 - 0.57)
$\Delta_{\text{Segment 3}} (\text{ATNL/Conception})$	1.29	1.37	1.37		1.28	1.33	1.34	
$\Delta_{\text{Segment 2}} (\%)$	0.53	0.64	0.64	(0.41 - 0.68)	0.55	0.68	0.68	(0.41 - 0.73)
$\Delta_{\text{Segment 2}} (\text{ATNL/Conception})$	1.26	1.50	1.52		1.26	1.56	1.65	
$\Delta_{\text{Segment 1}} (\%)$	0.92	1.52	1.51	(0.34 - 2.18)	0.88	1.38	1.38	(0.34 - 2.00)
$\Delta_{\text{Segment 1}} (\text{ATNL/Conception})$	1.16	1.33	1.65		0.78	1.22	1.60	
FCD (ATNL - Segment critique anticipé)	1.34	1.84	1.82		1.28	1.68	1.68	
$\%M_{cc,y-max} / M_{py,cc} (\text{Segment 2})$	5.13	8.06	8.02	(2.67 - 14.3)	5.29	7.28	7.28	(2.68 - 9.83)
$M_{cc,y-max} / M_{cc,y-conception} (\text{Segment 2})$	1.79	2.80	2.79		2.05	2.82	2.82	
$\%M_{cc,y-max} / M_{py,cc} (\text{Segment 1})$	11.6	23.0	22.9	(3.22 - 44.0)	12.0	20.6	20.6	(3.21 - 33.6)
$M_{cc,y-max} / M_{cc,y-conception} (\text{Segment 1})$	0.70	1.38	1.38		0.75	1.29	1.29	
$\%M_{cg,y-max} / M_{py,cg} (\text{Segment 2})$					2.16	3.61	3.60	(0.11 - 4.39)
$M_{cg,y-max} / M_{cg,y-conception} (\text{Segment 2})$					1.55	2.59	2.58	
$\%M_{cg,y-max} / M_{py,cg} (\text{Segment 1})$					4.94	12.3	12.2	(0.79 - 18.4)
$M_{cg,y-max} / M_{cg,y-conception} (\text{Segment 1})$					0.54	1.35	1.34	

Tableau F-8: Statistiques du groupe de bâtiments 2 à cinq segments pour un type MD.

Paramètre					Avec partage des efforts			
	Médiane		84 ^e centile	Intervalle	Médiane		84 ^e centile	Intervalle
	Tous	11 max.			Tous	11 max.		
$\Delta_{\text{Toit}} (\%)$	0.97	1.20	1.20	(0.59 - 2.54)	0.91	1.18	1.18	(0.58 - 2.49)
$\Delta_{\text{Toit}} / R_{dRo} \Delta_e$	0.94	1.17	1.51	(0.57 - 2.46)	0.89	1.15	0.97	(0.56 - 2.42)
$\Delta_{\text{Segment 3}} (\%)$	0.70	1.25	1.25	(0.44 - 3.13)	0.77	1.06	1.06	(0.44 - 3.41)
$\Delta_{\text{Segment 3}} (\text{ATNL/Conception})$	1.51	2.36	2.92		1.32	1.82	3.42	
$\Delta_{\text{Segment 2}} (\%)$	1.41	2.33	2.30	(0.60 - 3.77)	1.43	1.95	1.95	(0.65 - 3.20)
$\Delta_{\text{Segment 2}} (\text{ATNL/Conception})$	0.91	1.16	1.40		0.75	1.02	1.13	
$\Delta_{\text{Segment 1}} (\%)$	0.58	0.65	0.65	(0.34 - 0.79)	0.59	0.68	0.68	(0.48 - 1.37)
$\Delta_{\text{Segment 1}} (\text{ATNL/Conception})$	1.32	1.45	1.53		1.20	1.38	1.73	
FCD (ATNL - Segment critique anticipé)	1.46	1.94	1.92		1.57	1.65	1.65	
$\%M_{cc,y-max} / M_{py,cc} (\text{Segment 2})$	27.7	46.4	46.1	(5.30 - 70.5)	26.6	33.2	33.0	(5.17 - 42.6)
$M_{cc,y-max} / M_{cc,y-conception} (\text{Segment 2})$	0.73	1.22	1.21		0.78	0.98	0.97	
$\%M_{cc,y-max} / M_{py,cc} (\text{Segment 1})$	28.2	46.5	46.2	(6.18 - 82.8)	29.4	34.7	34.7	(4.17 - 53.0)
$M_{cc,y-max} / M_{cc,y-conception} (\text{Segment 1})$	0.70	1.16	1.15		0.81	0.95	0.95	
$\%M_{cg,y-max} / M_{py,cg} (\text{Segment 2})$					15.6	19.4	19.4	(2.31 - 24.4)
$M_{cg,y-max} / M_{cg,y-conception} (\text{Segment 2})$					0.65	0.81	0.81	
$\%M_{cg,y-max} / M_{py,cg} (\text{Segment 1})$					16.1	21.7	21.7	(1.93 - 32.1)
$M_{cg,y-max} / M_{cg,y-conception} (\text{Segment 1})$					0.63	0.85	0.85	

Tableau F-9: Statistiques du groupe de bâtiments 3 à cinq segments pour un type LD.

Paramètre					Avec partage des efforts			
	Médiane		84 ^e centile	Intervalle	Médiane		84 ^e centile	Intervalle
	Tous	11 max.			Tous	11 max.		
$\Delta_{\text{Toit}} (\%)$	0.59	0.64	0.64	(0.46 - 0.80)	0.59	0.64	0.64	(0.46 - 0.81)
$\Delta_{\text{Toit}} / R_d R_o \Delta_e$	0.90	0.97	1.07	(0.70 - 1.22)	0.90	0.97	1.00	(0.70 - 1.23)
$\Delta_{\text{Segment 4}} (\%)$	0.52	0.67	0.67	(0.47 - 0.76)	0.59	0.69	0.69	(0.46 - 0.76)
$\Delta_{\text{Segment 4}} (\text{ATNL/Conception})$	0.95	1.21	1.23		0.99	1.16	1.20	
$\Delta_{\text{Segment 3}} (\%)$	0.64	0.72	0.72	(0.47 - 0.86)	0.63	0.71	0.71	(0.47 - 0.78)
$\Delta_{\text{Segment 3}} (\text{ATNL/Conception})$	1.06	1.17	1.17		0.94	1.07	1.10	
$\Delta_{\text{Segment 2}} (\%)$	0.65	0.74	0.73	(0.46 - 1.14)	0.64	0.71	0.70	(0.45 - 0.92)
$\Delta_{\text{Segment 2}} (\text{ATNL/Conception})$	0.52	0.57	0.65		0.56	0.62	0.65	
$\Delta_{\text{Segment 1}} (\%)$	0.51	0.57	0.57	(0.42 - 0.90)	0.51	0.54	0.54	(0.42 - 1.04)
$\Delta_{\text{Segment 1}} (\text{ATNL/Conception})$	1.24	1.37	1.45		1.14	1.22	1.51	
FCD (ATNL - Segment critique anticipé)	1.10	1.15	1.15		1.08	1.11	1.11	
$\%M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{py,cc}} (\text{Segment 3})$	2.51	4.29	4.23	(1.02 - 5.13)	2.02	3.77	3.77	(1.00 - 5.45)
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{cc,y-conception}} (\text{Segment 3})$	0.7	1.2	1.2		1.4	2.6	2.6	
$\%M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{py,cc}} (\text{Segment 2})$	3.37	5.27	5.22	(1.58 - 9.64)	3.06	3.40	3.40	(1.58 - 5.48)
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{cc,y-conception}} (\text{Segment 2})$	0.15	0.24	0.24		0.21	0.23	0.23	
$\%M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{py,cc}} (\text{Segment 1})$	6.65	7.44	7.44	(4.60 - 10.9)	6.55	7.00	7.00	(4.12 - 9.33)
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{cc,y-conception}} (\text{Segment 1})$	0.36	0.40	0.40		0.46	0.50	0.50	
$\%M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{py,cg}} (\text{Segment 3})$					1.87	2.50	2.50	(0.07 - 4.06)
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{cg,y-conception}} (\text{Segment 3})$					6.64	8.89	8.88	
$\%M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{py,cg}} (\text{Segment 2})$					1.57	3.06	3.02	(0.34 - 4.99)
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{cg,y-conception}} (\text{Segment 2})$					23.2	45.1	44.5	
$\%M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{py,cg}} (\text{Segment 1})$					2.75	3.13	3.13	(1.61 - 7.04)
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{cg,y-conception}} (\text{Segment 1})$					0.46	0.53	0.52	

Tableau F-10: Statistiques du groupe de bâtiments 3 à cinq segments pour un type MD.

Paramètre	Sans partage des efforts				Avec partage des efforts			
	Médiane		84 ^e centile	Intervalle	Médiane		84 ^e centile	Intervalle
	Tous	11 max.			Tous	11 max.		
$\Delta_{\text{Toit}} (\%)$	0.62	0.73	0.73	(0.47 - 0.91)	0.62	0.72	0.72	(0.47 - 0.91)
$\Delta_{\text{Toit}} / R_d R_o \Delta_e$	0.88	1.03	1.06	(0.66 - 1.29)	0.88	1.02	1.00	(0.67 - 1.28)
$\Delta_{\text{Segment 4}} (\%)$	0.69	0.80	0.79	(0.53 - 0.98)	0.71	0.82	0.82	(0.54 - 1.19)
$\Delta_{\text{Segment 4}} (\text{ATNL/Conception})$	1.05	1.20	1.26		1.02	1.18	1.31	
$\Delta_{\text{Segment 3}} (\%)$	0.73	0.87	0.87	(0.54 - 1.15)	0.73	0.87	0.87	(0.55 - 1.15)
$\Delta_{\text{Segment 3}} (\text{ATNL/Conception})$	1.00	1.18	1.22		0.96	1.14	1.18	
$\Delta_{\text{Segment 2}} (\%)$	0.71	0.88	0.88	(0.49 - 1.20)	0.71	0.85	0.85	(0.53 - 1.09)
$\Delta_{\text{Segment 2}} (\text{ATNL/Conception})$	0.61	0.74	0.79		0.65	0.78	0.82	
$\Delta_{\text{Segment 1}} (\%)$	0.48	0.56	0.56	(0.37 - 0.63)	0.48	0.54	0.54	(0.37 - 0.64)
$\Delta_{\text{Segment 1}} (\text{ATNL/Conception})$	1.03	1.19	1.29		0.98	1.10	1.12	
FCD (ATNL - Segment critique anticipé)	1.16	1.21	1.21		1.14	1.18	1.17	
$\%M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{py,cc}} (\text{Segment 3})$	3.73	4.85	4.82	(1.56 - 7.28)	3.13	3.66	3.66	(1.22 - 5.13)
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{cc,y-conception}} (\text{Segment 3})$	1.43	1.86	1.85		3.15	3.68	3.67	
$\%M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{py,cc}} (\text{Segment 2})$	2.25	3.26	3.22	(0.89 - 5.02)	1.94	2.61	2.60	(1.30 - 5.72)
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{cc,y-conception}} (\text{Segment 2})$	0.11	0.16	0.16		0.14	0.19	0.19	
$\%M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{py,cc}} (\text{Segment 1})$	6.78	7.86	7.84	(3.61 - 14.7)	6.45	7.13	7.12	(3.24 - 12.2)
$M_{\text{cc,y-max}} / M_{\text{cc,y-conception}} (\text{Segment 1})$	0.34	0.40	0.40		0.41	0.45	0.45	
$\%M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{py,cg}} (\text{Segment 3})$					1.79	2.08	2.07	(0.62 - 2.96)
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{cg,y-conception}} (\text{Segment 3})$					14.5	16.9	16.8	
$\%M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{py,cg}} (\text{Segment 2})$					1.15	1.60	1.59	(0.78 - 3.14)
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{cg,y-conception}} (\text{Segment 2})$					0.14	0.19	0.19	
$\%M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{py,cg}} (\text{Segment 1})$					3.29	4.18	4.17	(1.73 - 6.99)
$M_{\text{cg,y-max}} / M_{\text{cg,y-conception}} (\text{Segment 1})$					0.33	0.41	0.41	

Tableau F-11: Statistiques du groupe de bâtiments 4 à cinq segments pour un type LD.

Paramètre					Avec partage des efforts			
	Médiane		84 ^e centile	Intervalle	Médiane		84 ^e centile	Intervalle
	Tous	11 max.			Tous	11 max.		
$\Delta_{\text{Toit}} (\%)$	0.70	0.80	0.80	(0.46 - 0.92)	0.66	0.81	0.81	(0.46 - 0.92)
$\Delta_{\text{Toit}} / R_d R_o \Delta_e$	0.95	1.09	1.10	(0.63 - 1.25)	0.91	1.10	1.00	(0.63 - 1.25)
$\Delta_{\text{Segment 4}} (\%)$	0.74	1.09	1.08	(0.48 - 1.81)	0.83	1.26	1.25	(0.52 - 1.73)
$\Delta_{\text{Segment 4}} (\text{ATNL/Conception})$	1.29	1.91	2.59		1.34	2.03	2.06	
$\Delta_{\text{Segment 3}} (\%)$	0.88	1.09	1.09	(0.55 - 1.39)	0.88	1.13	1.13	(0.55 - 1.37)
$\Delta_{\text{Segment 3}} (\text{ATNL/Conception})$	1.49	1.61	1.69		1.19	1.54	1.63	
$\Delta_{\text{Segment 2}} (\%)$	0.83	1.35	1.34	(0.52 - 1.77)	0.85	1.11	1.10	(0.51 - 1.36)
$\Delta_{\text{Segment 2}} (\text{ATNL/Conception})$	0.57	0.80	0.83		0.56	0.73	0.75	
$\Delta_{\text{Segment 1}} (\%)$	0.35	0.42	0.42	(0.33 - 0.44)	0.35	0.44	0.44	(0.32 - 0.49)
$\Delta_{\text{Segment 1}} (\text{ATNL/Conception})$	1.01	1.16	1.18		0.90	1.12	1.14	
FCD (ATNL - Segment critique anticipé)	1.19	1.70	1.68		1.27	1.37	1.36	
$\%M_{cc,y-max} / M_{py,cc} (\text{Segment 3})$	5.90	14.17	14.03	(1.16 - 29.4)	5.60	11.3	11.1	(1.14 - 25.8)
$M_{cc,y-max} / M_{cc,y-conception} (\text{Segment 3})$	1.0	2.3	2.3		1.7	3.4	3.3	
$\%M_{cc,y-max} / M_{py,cc} (\text{Segment 2})$	7.58	12.8	12.6	(1.75 - 22.0)	6.02	10.2	10.1	(1.76 - 15.1)
$M_{cc,y-max} / M_{cc,y-conception} (\text{Segment 2})$	0.20	0.33	0.33		0.21	0.35	0.34	
$\%M_{cc,y-max} / M_{py,cc} (\text{Segment 1})$	10.6	20.3	20.2	(5.61 - 26.2)	10.2	14.2	14.1	(5.69 - 15.9)
$M_{cc,y-max} / M_{cc,y-conception} (\text{Segment 1})$	0.33	0.62	0.62		0.38	0.53	0.53	
$\%M_{cg,y-max} / M_{py,cg} (\text{Segment 3})$					3.54	6.69	6.67	(0.07 - 17.3)
$M_{cg,y-max} / M_{cg,y-conception} (\text{Segment 3})$					2.69	5.07	5.05	
$\%M_{cg,y-max} / M_{py,cg} (\text{Segment 2})$					3.71	7.29	7.20	(0.31 - 11.3)
$M_{cg,y-max} / M_{cg,y-conception} (\text{Segment 2})$					0.18	0.35	0.35	
$\%M_{cg,y-max} / M_{py,cg} (\text{Segment 1})$					6.50	10.4	10.4	(2.84 - 14.3)
$M_{cg,y-max} / M_{cg,y-conception} (\text{Segment 1})$					0.33	0.52	0.52	

Dans le Tableau F-12 et le Tableau F-13, deux séries de données sont présentes lorsque les efforts sont partagés entre les deux types de colonnes. En fait, comparativement à une conception qui ne considère pas les poteaux gravitaires, le partage des efforts réduit la section d'acier des colonnes du CCSM.

Tableau F-12: Statistiques du groupe de bâtiments 4 à cinq segments pour un type MD.

Paramètre	Sans partage des efforts (W360x196)				Avec partage des efforts (W360x196)				Avec partage des efforts (W530x196)			
	Médiane		84° centile	Intervalle	Médiane		84° centile	Intervalle	Médiane		84° centile	Intervalle
	Tous	11 max.			Tous	11 max.			Tous	11 max.		
$\Delta_{\text{Toit}} (\%)$	0.82	1.14	1.14	(0.46 - 1.54)	0.81	1.17	1.16	(0.46 - 1.54)	0.80	1.17	1.16	(0.46 - 1.56)
$\Delta_{\text{Toit}} / R_d R_o \Delta_e$	0.87	1.22	1.38	(0.49 - 1.64)	0.86	1.24	1.00	(0.49 - 1.64)	0.85	1.24	1.00	(0.49 - 1.66)
$\Delta_{\text{Segment 4}} (\%)$	0.66	0.74	0.74	(0.42 - 0.81)	0.68	0.79	0.79	(0.44 - 0.85)	0.69	0.78	0.78	(0.40 - 1.44)
$\Delta_{\text{Segment 4}} (\text{ATNL/Conception})$	0.90	1.01	1.08		0.94	1.09	1.13		1.02	1.14	1.17	
$\Delta_{\text{Segment 3}} (\%)$	0.75	0.83	0.82	(0.45 - 0.88)	0.76	0.85	0.85	(0.48 - 0.95)	0.76	0.84	0.84	(0.44 - 1.29)
$\Delta_{\text{Segment 3}} (\text{ATNL/Conception})$	0.92	0.92	0.99		0.52	0.58	0.62		0.51	0.56	0.56	
$\Delta_{\text{Segment 2}} (\%)$	0.89	1.12	1.12	(0.51 - 1.49)	0.85	1.15	1.14	(0.51 - 1.52)	0.85	1.13	1.13	(0.51 - 1.52)
$\Delta_{\text{Segment 2}} (\text{ATNL/Conception})$	0.57	0.58	0.66		0.54	0.73	0.82		0.52	0.69	0.78	
$\Delta_{\text{Segment 1}} (\%)$	0.86	1.68	1.68	(0.42 - 2.49)	0.90	1.65	1.65	(0.42 - 2.39)	0.79	1.69	1.68	(0.42 - 2.60)
$\Delta_{\text{Segment 1}} (\text{ATNL/Conception})$	2.53	2.93	3.18		1.88	3.45	3.77		1.74	3.74	4.20	
FCD (ATNL - Segment critique anticipé)	1.08	0.98	0.98		1.05	0.98	0.99		1.06	0.97	0.98	
$\% M_{cc,y-\max} / M_{py,cc} (\text{Segment 3})$	4.81	6.02	6.00	(0.74 - 7.81)	4.12	5.19	5.17	(0.71 - 6.32)	3.47	4.57	4.56	(0.96 - 8.41)
$M_{cc,y-\max} / M_{cc,y-\text{conception}} (\text{Segment 3})$	1.22	1.53	1.53		2.97	3.74	3.73		1.35	1.78	1.78	
$\% M_{cc,y-\max} / M_{py,cc} (\text{Segment 2})$	5.02	9.83	9.79	(2.39 - 28.2)	5.18	9.99	9.85	(2.16 - 20.0)	4.70	9.51	9.41	(1.86 - 17.9)
$M_{cc,y-\max} / M_{cc,y-\text{conception}} (\text{Segment 2})$	0.16	0.31	0.31		0.25	0.47	0.47		0.19	0.39	0.38	
$\% M_{cc,y-\max} / M_{py,cc} (\text{Segment 1})$	6.38	14.6	14.3	(4.30 - 23.1)	5.81	12.2	12.0	(4.11 - 20.6)	6.38	13.4	13.3	(4.58 - 26.5)
$M_{cc,y-\max} / M_{cc,y-\text{conception}} (\text{Segment 1})$	0.23	0.53	0.51		0.28	0.59	0.58		0.29	0.61	0.61	
$\% M_{cg,y-\max} / M_{py,cg} (\text{Segment 3})$					2.25	3.16	3.10	(0.05 - 3.58)	2.24	3.02	3.02	(0.06 - 5.91)
$M_{cg,y-\max} / M_{cg,y-\text{conception}} (\text{Segment 3})$					22.6	31.7	31.2		3.65	4.93	4.93	
$\% M_{cg,y-\max} / M_{py,cg} (\text{Segment 2})$					2.90	6.23	6.13	(0.92 - 13.1)	3.17	7.11	7.03	(1.00 - 13.1)
$M_{cg,y-\max} / M_{cg,y-\text{conception}} (\text{Segment 2})$					0.23	0.49	0.49		0.18	0.40	0.40	
$\% M_{cg,y-\max} / M_{py,cg} (\text{Segment 1})$					2.88	8.50	8.31	(1.93 - 15.5)	4.01	10.1	10.0	(1.97 - 19.1)
$M_{cg,y-\max} / M_{cg,y-\text{conception}} (\text{Segment 1})$					0.22	0.65	0.63		0.24	0.60	0.60	

Tableau F-13: Statistiques du groupe de bâtiments 6 à cinq segments pour un type LD.

Paramètre	Sans partage des efforts (W840x473)				Avec partage des efforts (W840x473)				Avec partage des efforts (W840x433)			
	Médiane		84 ^e centile	Intervalle	Médiane		84 ^e centile	Intervalle	Médiane		84 ^e centile	Intervalle
	Tous	11 max.			Tous	11 max.			Tous	11 max.		
$\Delta_{\text{Toit}} (\%)$	0.66	0.63	0.63	(0.30 - 0.81)	0.66	0.82	0.82	(0.36 - 1.12)	0.68	0.84	0.84	(0.40 - 1.12)
$\Delta_{\text{Toit}} / R_{dR_o} \Delta_e$	0.90	0.86	0.96	(0.41 - 1.11)	0.89	1.13	0.98	(0.49 - 1.51)	0.91	1.15	1.00	(0.54 - 1.51)
$\Delta_{\text{Segment 5}} (\%)$	0.90	1.26	1.26	(0.43 - 2.01)	0.98	1.54	1.52	(0.43 - 2.05)	1.00	1.47	1.46	(0.48 - 2.05)
$\Delta_{\text{Segment 5}} (\text{ATNL/Conception})$	1.63	2.30	2.84		1.70	2.66	2.82		1.68	2.48	2.84	
$\Delta_{\text{Segment 4}} (\%)$	0.86	1.24	1.24	(0.43 - 1.84)	0.92	1.24	1.24	(0.43 - 1.87)	0.92	1.26	1.26	(0.48 - 1.86)
$\Delta_{\text{Segment 4}} (\text{ATNL/Conception})$	1.32	1.91	2.13		1.34	1.80	2.11		1.31	1.81	2.08	
$\Delta_{\text{Segment 3}} (\%)$	0.87	1.13	1.12	(0.42 - 1.53)	0.84	1.07	1.06	(0.41 - 1.53)	0.88	1.06	1.06	(0.46 - 1.53)
$\Delta_{\text{Segment 3}} (\text{ATNL/Conception})$	0.82	0.86	0.97		0.66	0.84	0.92		0.68	0.82	0.90	
$\Delta_{\text{Segment 2}} (\%)$	0.78	0.97	0.97	(0.39 - 1.27)	0.70	0.88	0.88	(0.39 - 1.11)	0.79	0.91	0.90	(0.43 - 1.12)
$\Delta_{\text{Segment 2}} (\text{ATNL/Conception})$	0.62	0.66	0.72		0.51	0.64	0.65		0.56	0.65	0.66	
$\Delta_{\text{Segment 1}} (\%)$	0.36	0.38	0.38	(0.28 - 0.40)	0.36	0.38	0.38	(0.28 - 0.39)	0.37	0.39	0.39	(0.30 - 0.41)
$\Delta_{\text{Segment 1}} (\text{ATNL/Conception})$	1.07	1.11	1.12		0.99	1.05	1.07		1.01	1.07	1.08	
FCD (ATNL - Segment critique anticipé)	1.18	1.55	1.54		1.06	1.07	1.07		1.16	1.08	1.08	
$\%M_{cc,y-max} / M_{py,cc} (\text{Segment 4})$	4.71	8.26	8.13	(0.31 - 14.6)	4.48	6.95	6.82	(0.31 - 10.0)	5.24	9.54	9.36	(0.39 - 13.6)
$M_{cc,y-max} / M_{cc,y-conception} (\text{Segment 4})$	19.5	34.2	33.7		2205	2205	2166		784	784	769	
$\%M_{cc,y-max} / M_{py,cc} (\text{Segment 3})$	3.29	6.00	5.95	(0.78 - 8.95)	3.75	6.45	6.44	(0.75 - 9.36)	3.85	6.69	6.62	(0.86 - 13.9)
$M_{cc,y-max} / M_{cc,y-conception} (\text{Segment 3})$	1.34	2.43	2.42		5.50	9.46	9.44		3.87	6.72	6.65	
$\%M_{cc,y-max} / M_{py,cc} (\text{Segment 2})$	3.87	5.23	5.23	(1.11 - 9.66)	3.43	6.23	6.19	(1.11 - 10.1)	3.50	5.69	5.62	(1.37 - 10.3)
$M_{cc,y-max} / M_{cc,y-conception} (\text{Segment 2})$	0.15	0.21	0.21		0.20	0.36	0.36		0.19	0.31	0.30	
$\%M_{cc,y-max} / M_{py,cc} (\text{Segment 1})$	7.06	9.93	9.93	(3.76 - 15.6)	6.83	8.64	8.63	(3.72 - 9.62)	7.10	9.50	9.48	(4.18 - 11.4)
$M_{cc,y-max} / M_{cc,y-conception} (\text{Segment 1})$	0.35	0.49	0.49		0.43	0.55	0.55		0.42	0.57	0.57	
$\%M_{cg,y-max} / M_{py,cg} (\text{Segment 4})$					2.30	4.93	3.56	(0.02 - 5.52)	2.86	4.93	5.02	(0.03 - 7.72)
$M_{cg,y-max} / M_{cg,y-conception} (\text{Segment 4})$					7.40	15.9	11.5		8.55	14.7	15.0	
$\%M_{cg,y-max} / M_{py,cg} (\text{Segment 3})$					2.33	4.46	4.44	(0.20 - 6.11)	2.57	4.50	4.46	(0.24 - 9.56)
$M_{cg,y-max} / M_{cg,y-conception} (\text{Segment 3})$					5.07	9.70	9.66		7.94	13.9	13.7	
$\%M_{cg,y-max} / M_{py,cg} (\text{Segment 2})$					1.69	3.77	3.76	(0.36 - 6.11)	2.03	3.12	3.10	(0.40 - 5.94)
$M_{cg,y-max} / M_{cg,y-conception} (\text{Segment 2})$					0.16	0.35	0.35		0.18	0.27	0.27	
$\%M_{cg,y-max} / M_{py,cg} (\text{Segment 1})$					3.74	5.31	5.25	(1.55 - 7.54)	4.53	5.62	5.61	(1.66 - 7.55)
$M_{cg,y-max} / M_{cg,y-conception} (\text{Segment 1})$					0.35	0.50	0.50		0.40	0.50	0.50	

Tableau F-14: Statistiques du groupe de bâtiments 6 à cinq segments pour un type MD.

Paramètre	Sans partage des efforts				Avec partage des efforts			
	Médiane		84 ^e centile	Intervalle	Médiane		84 ^e centile	Intervalle
	Tous	11 max.			Tous	11 max.		
$\Delta_{\text{Toit}} (\%)$	0.89	0.84	0.84	(0.42 - 1.31)	0.89	1.03	1.02	(0.49 - 1.75)
$\Delta_{\text{Toit}} / R_{dR_o} \Delta_e$	0.97	0.92	1.04	(0.46 - 1.43)	0.97	1.12	1.00	(0.53 - 1.91)
$\Delta_{\text{Segment 5}} (\%)$	0.91	1.68	1.65	(0.47 - 2.89)	1.12	1.72	1.71	(0.50 - 2.94)
$\Delta_{\text{Segment 5}} (\text{ATNL/Conception})$	1.49	2.75	2.74		1.63	2.50	2.55	
$\Delta_{\text{Segment 4}} (\%)$	1.01	1.45	1.44	(0.47 - 2.81)	1.09	1.48	1.48	(0.53 - 2.80)
$\Delta_{\text{Segment 4}} (\text{ATNL/Conception})$	1.39	1.99	2.27		0.91	1.23	1.40	
$\Delta_{\text{Segment 3}} (\%)$	1.04	1.39	1.39	(0.55 - 2.55)	1.07	1.26	1.26	(0.54 - 2.46)
$\Delta_{\text{Segment 3}} (\text{ATNL/Conception})$	0.75	0.87	0.99		0.71	0.83	1.02	
$\Delta_{\text{Segment 2}} (\%)$	1.15	1.36	1.36	(0.53 - 2.02)	0.97	1.17	1.16	(0.51 - 1.91)
$\Delta_{\text{Segment 2}} (\text{ATNL/Conception})$	0.68	0.75	0.78		0.70	0.84	0.92	
$\Delta_{\text{Segment 1}} (\%)$	0.58	0.64	0.64	(0.44 - 1.58)	0.59	0.63	0.63	(0.44 - 0.67)
$\Delta_{\text{Segment 1}} (\text{ATNL/Conception})$	1.25	1.26	1.28		1.20	1.29	1.35	
FCD (ATNL - Segment critique anticipé)	1.30	1.61	1.61		1.10	1.14	1.14	
$\% M_{cc,y-\max} / M_{py,cc} (\text{Segment 4})$	4.23	7.37	7.33	(1.20 - 15.4)	3.29	8.65	8.51	(1.07 - 11.7)
$M_{cc,y-\max} / M_{cc,y-\text{conception}} (\text{Segment 4})$	17.7	30.8	30.6		15.5	15.5	15.3	
$\% M_{cc,y-\max} / M_{py,cc} (\text{Segment 3})$	5.35	8.26	8.21	(0.86 - 23.7)	2.30	6.01	6.00	(0.79 - 13.9)
$M_{cc,y-\max} / M_{cc,y-\text{conception}} (\text{Segment 3})$	2.05	3.17	3.16		0.13	0.33	0.33	
$\% M_{cc,y-\max} / M_{py,cc} (\text{Segment 2})$	3.41	5.12	5.11	(1.21 - 15.9)	2.34	5.85	5.80	(1.15 - 13.8)
$M_{cc,y-\max} / M_{cc,y-\text{conception}} (\text{Segment 2})$	0.15	0.23	0.23		0.78	1.94	1.93	
$\% M_{cc,y-\max} / M_{py,cc} (\text{Segment 1})$	8.69	12.4	12.4	(3.74 - 20.8)	7.18	9.65	9.58	(3.67 - 17.7)
$M_{cc,y-\max} / M_{cc,y-\text{conception}} (\text{Segment 1})$	0.53	0.76	0.76		0.43	0.58	0.57	
$\% M_{cg,y-\max} / M_{py,cg} (\text{Segment 4})$					2.00	4.65	4.63	(0.51 - 7.32)
$M_{cg,y-\max} / M_{cg,y-\text{conception}} (\text{Segment 4})$					4.95	11.5	11.5	
$\% M_{cg,y-\max} / M_{py,cg} (\text{Segment 3})$					1.36	4.14	4.12	(0.48 - 9.34)
$M_{cg,y-\max} / M_{cg,y-\text{conception}} (\text{Segment 3})$					0.11	0.33	0.33	
$\% M_{cg,y-\max} / M_{py,cg} (\text{Segment 2})$					1.35	3.88	3.88	(0.61 - 8.94)
$M_{cg,y-\max} / M_{cg,y-\text{conception}} (\text{Segment 2})$					0.58	1.66	1.65	
$\% M_{cg,y-\max} / M_{py,cg} (\text{Segment 1})$					4.08	5.73	5.68	(1.10 - 13.2)
$M_{cg,y-\max} / M_{cg,y-\text{conception}} (\text{Segment 1})$					0.33	0.47	0.46	